

Technische Hogeschool Delft
Afdeling der Civiele Techniek
Vakgroep Kustwaterbouwkunde

Ontwerp van een zanddam aan het
Friese Wad m.b.v. een rekenmodel,
afgeleid uit duinafslagproeven
in de Deltagoot.

W.G. de Rijke

ONTWERP VAN EEN ZANDDAM TER PLAATSE VAN HET FRIESE WAD MET
BEHULP VAN EEN REKENMODEL, AFGELEID UIT DUINAESLAGPROEVEN IN
DE DELTAGOOT

W.G. de Rijke
vakgroep Kustwaterbouwkunde
Technische Hogeschool Delft

Afstudeerdocent:
Prof.dr.ir. E.W. Bijker

Begeleider:
Ir. J. van de Graaff

oktober 1983

INHOUDSOPGAVE

Hoofdstuk	bladzijde
I.	INLEIDING 1
II.	T.A.W.-ONDERZOEK NAAR DUINAFSLAG 5
	Beschrijving van het onderzoek 5
	Het basisafslagprofiel 6
	Invloed van de korrelgrootte 7
	Invloed van de golfhoogte 8
	Beschrijving van het afslagprofiel 8
	Rekenmodel DUROS 9
III.	ANALYSE VAN DE PROEVEN IN DE DELTAGOOT 10
	Doel van het onderzoek 10
	Beschrijving van de Deltagootproeven 10
	Analyse Deltagootproeven 11
	De vorm van het afslagprofiel 11
	De duinvoethoogte 13
	De helling van het duinfront 15
	De helling van de zeewaartse begrenzing 15
	De verspreidingsafstand van het afgeslagen zand 16
IV.	BESCHRIJVING VAN HET REKENMODEL 18
V.	TOETSING VAN HET REKENMODEL AAN DE DELTAGOOTPROEVEN 20
VI.	VERGELIJKING REKENMODEL MET DUROS-MODEL 22
VII.	HET BESTAANDE PLAN 25
	Overzicht inpolderingsplannen 25
	De dijksbouw 26
VIII.	RISICO-ANALYSE VAN DE ZANDDAM 28
	inleiding 28
	Bezwijkmechanismen 31
	Beschrijving basisvariabelen 34
	De maximale waterstand 35
	de significante golfhoogte 35
	De duur van de stormvloed 35
	De korreldiameter van het zand 36
	De ligging van het beginprofiel 37
	Uitgangsprofiel van de zanddam 37
	Het risico-niveau 37

	Berekening ontwerpkruinbreedte	38
IX.	LANGSTRANSPOORT TIJDENS SUPERSTORMVLOED	39
	Inleiding	39
	Toegepaste rekenmodel	39
	Beschrijving	40
	Discussie berekeningsmethode	40
	Invoergegevens	41
	Beschrijving toegepaste schematisatie	41
	Algemene invoergegevens	41
	Bodemschematisatie	42
	Golfgegevens	43
	Getijgegevens	43
	Resultaat berekening	44
X.	ZANDVERLIES TIJDENS LAGERE STORMVLOEDEN	47
XI.	DIMENSIONERING VAN DE ZANDDAM	52
XII.	KOSTENBESCHOUWING	54
	Algemeen	54
	Kostprijs groene dijk per m	54
	Kostprijs zanddam per m	55
	Vergelijking kostprijs zanddam en groene dijk	55
XIII.	ZANDWINNING OP DE WADDENZEE	57
XIV.	SAMENVATTING EN CONCLUSIES	59
Appendix		bladzijde
A.	ZANDTRANSPORT EVENWIJDIG AAN DE KUST	64
B.	STROMING VEROORZAAKT DOOR WIND	67

LIJST VAN SYMBOLEN

LITERATUURLIJST

Bijlagen

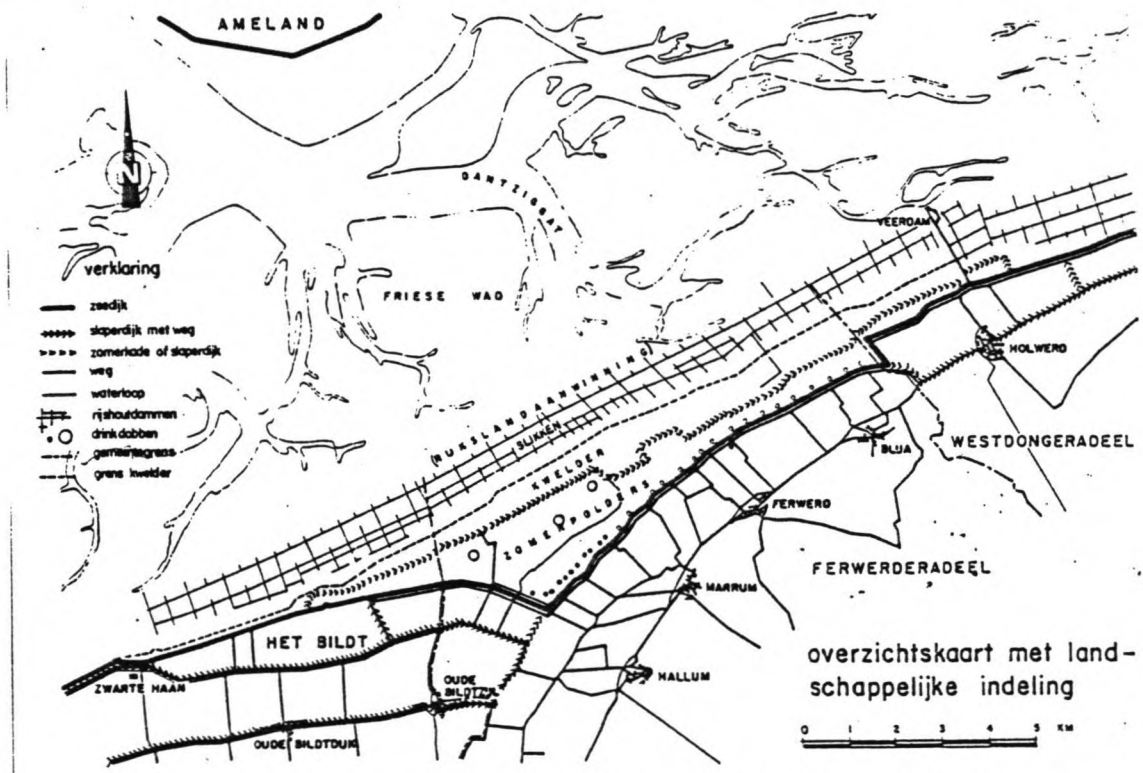
1. REKENMODEL VOOR DE VERWACHTING VAN DUINAFSLAG
TIJDENS STORMVLOED
2. KORRELVERDELING VAN 10 BORINGEN TER PLAATSE VAN
DE VEERBCOTROUTE HOLWERD-AMELAND
(LOCATIES 302/303)
3. CONCLUSIES HYDROGRAFISCH-SEDIMENTOLOGISCH EN
BIOLOGISCH-ECOLOGISCH ONDERZOEK NAAR DE
GEVOLGEN VAN ZANDWINNING OP DE WADDENZEE

Figuren

Hoofdstuk I

INLEIDING

In het kader van de Deltawet dient de zeekering langs de Friese Waddenkust tussen Zwarte Haan en de veerdam nabij Holwerd verbeterd te worden. Zoals uit het onderstaande overzichtskaartje blijkt, bevinden zich voor dit dijkgedeelte uitgestrekte zomerpolders, kwelders en landaanwinningswerken.



Overzichtskaartje met landschappelijke indeling

Uit economische overwegingen werd in 1975 door Gedeputeerde Staten van Friesland een inpoldering van het buitendijkse land voorgesteld. Uit een groot aantal alternatieven werd begin 1982 gekozen voor een plan, dat een compromis vormt tussen het natuurbelang en het economische belang. Dit plan voorziet in een trace, dat zich ca. 200 m landwaarts van de kweldergrens bevindt.

Als zeewering werd uit landschapsbehoud een zgn. groene dijk voorgesteld. Dit is een dijk, die voorzien is van een zandkern, afgedekt met een kleilaag en grasmatt. Het voordeel van een groene dijk lag mede in de beschikbaarheid over relatief goedkope plaatselijke klei. Het benodigde zand kon tegen een lage kostprijs op de Waddenzee gewonnen worden.

Echter juist de lage kostprijs van zand doet de vraag rijzen of een zeekering, geheel uitgevoerd in zand, financieel concurrerend kan zijn voor de groene dijk.

In dit rapport wordt een onderzoek gedaan naar de mogelijkheden van een zanddam als alternatief op de voorgestelde groene dijk. Uitgaande van het te verwachten zandverlies als gevolg van dwars-en langstransport tijdens superstormvloed en lagere stormvloed worden de afmetingen van het zandlichaam vastgesteld, waarna een kostenvergelijking van de zanddam en de groene dijk volgt.

Voor de berekening van het zandverlies dwars op de dam tijdens superstormvloed wordt gebruik gemaakt van een duinafslagmodel.

Het onderzoek, dat uitgevoerd is naar het te verwachten afslagprofiel van de zanddam en geleid heeft tot de opstelling van een numeriek model, wordt beschreven in hoofdstuk 2 t/m 6.

Bij het onderzoek is gebruik gemaakt van modelproeven in het kader van het T.A.W.-onderzoek in de Deltagoot, die in dit verband als 1:1 proeven beschouwd konden worden en heeft uiteindelijk geleid tot de opstelling van een numeriek model.

Eerst wordt in hoofdstuk 2 het door T.A.W. begeleide onderzoek naar duinafslag tijdens stormvloed beschreven. Ingegaan wordt ondermeer op het rekenmodel DUROS, dat uit dit onderzoek afgeleid werd.

Vervolgens wordt in hoofdstuk 3 het eigenlijke onderzoek belicht. Uit de Deltagootproeven wordt een maatgevend afslagprofiel afgeleid dat als uitgangspunt dient voor het rekenmodel dat in hoofdstuk 4 aan de orde komt.

In hoofdstuk 5 en 6 wordt tenslotte het opgestelde rekenmodel getoetst aan de metingen en het DUROS-model.

Als inleiding op het ontwerp van de zanddam wordt in hoofdstuk 7 ingegaan op de ontwikkeling van de inpolderingsplannen en het uiteindelijke plan. Tevens wordt de voorgestelde dijksbouw beschreven.

In hoofdstuk 8 wordt de veiligheid van de zanddam tegen doorbraak belicht. In het kort wordt ingegaan op de risicoanalyse van het systeem van waterkeringen aan het Friese Wad. Na vaststelling van een maatgevend bezwijkmechanisme wordt met behulp van het afgeleide rekenmodel voor duinafslag op probabilistische wijze de minimaal vereiste kruinbreedte van de zanddam bepaald.

Vervolgens wordt in hoofdstuk 9 en 10 ingegaan op het verwachte zandverlies als gevolg van een gradient in het langstransport tijdens superstormvloed en lagere stormvloed. Het gebruikte rekenmodel (NLIJN) en de ingevoerde schematisaties worden beschreven, waarna een orde-grootte benadering gegeven wordt van de, door de erosie veroorzaakte, te verwachten extra teruggang van de kruin tijdens superstormvloed.

In hoofdstuk 11 worden de afmetingen van de zanddam vastge-

steld, gevolgd door een kostenbeschouwing in hoofdstuk 12. In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de kostprijs van de zanddam en wordt een vergelijking gemaakt met de dijk uit het bestaande plan.

De zandwinning op de Waddenzee en de gevolgen, die de winning kan hebben op de Waddenzee zelf en de Noordzeekust, wordt beschreven in hoofdstuk 13. In dit hoofdstuk wordt tevens ingegaan op de benodigde hoeveelheid zand voor de dam.

Een samenvatting en de belangrijkste conclusies worden weergegeven in hoofdstuk 14.

Tenslotte wordt in de appendix ingegaan op twee toegepaste rekenmethoden. In appendix A wordt de berekening van het langstransport volgens de Battjes/Bijker benadering belicht en in appendix B wordt een methode aangegeven voor de benadering van de stroomsnelheid ten gevolge van wind.

N.B. In een deelonderzoek is een studie verricht naar de natuurrandvoorwaarden van een zeekering aan het Friese Wad; het astronomisch getij, de duur en de grootte van de windopzet werden statistisch vastgelegd. Geconstateerd werd dat de golfbeweging op de Waddenzee hoofdzakelijk bepaald wordt door lokaal opgewekte windgolven en goed benaderd kan worden met de formule van Bretschneider. Dit onderzoek resulteerde in de vaststelling van een waterstand-golfhoogterelatie.

In dit verslag wordt zonder afleiding gebruik gemaakt van de resultaten van het deelonderzoek (lit.11).

AFLEIDING VAN EEN REKENMODEL VOOR DE VERWACHTING VAN
DUINAFSLAG UIT MODELPROEFRESULTATEN IN DE DELTAGOOT

Hoofdstuk II

T.A.W.-ONDERZOEK NAAR DUINAFLAG

2.1 BESCHRIJVING VAN HET ONDERZOEK

Reeds vele jaren wordt onderzoek verricht naar de mate van duinafslag die verwacht kan worden tijdens de ontwerpstormvloed. Vanaf 1965 wordt dit onderzoek geïnitieerd en begeleid door de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (T.A.W.). Door deze commissie werd in 1972 de "Richtlijn voor de berekening van duinafslag ten gevolge van een stormvloed" gepresenteerd. De berekeningsmethode van deze richtlijn berustte op waarnemingen van duinafslag in de natuur aangevuld met een aantal enigszins speculatieve aannamen. Gezien de onzekerheden werd besloten nader onderzoek uit te voeren door het doen van waarnemingen in de natuur en het verrichten van experimenteel onderzoek.

Sinds het verschijnen van de voorlopige richtlijn zijn een aantal zware stormvloeden voorgekomen, gepaard met duinafslag van betekenis. Hoewel de metingen duidelijk de noodzakelijkheid van een verbetering van de richtlijn aangaven, werden zij toch ontoereikend geacht voor het aanbrengen van wijzigingen.

Door middel van modelonderzoek bleek het wel mogelijk kwantitatieve resultaten te verkrijgen ten aanzien van de mate van duinafslag tijdens stormvloed. Hiertoe werd de volgende werkwijze gevolgd:

- keuze van een representatief beginprofiel en ontwerpstormvloedcondities.
- nabootsing van het duinafslagproces op verschillende schalen.
- afleiding van schaalrelaties uit onderlinge vergelijking.
- aanname dat de gevonden "beste" schaalrelaties ook geldig zijn buiten het onderzochte schaalgebied.
- herleiding van de resultaten van alle proeven naar de situatie 1:1 met de gevonden schaalrelaties.

Deze werkwijze heeft met zich meegebracht dat het modelonderzoek enige jaren heeft geduurd:

1974-1975 : schaalserie; vier schaalfactoren
($N_d=150,84,47,26$), twee zanddiameters
($D_{50}=225,150\mu$), tweedimensionaal

1976-1977 : schaalserie; drie schaalfactoren
($N_d=84,47,26$), vier zanddiameters
($D_{50}=225,150,130,95\mu$), tweedimensionaal
(lit.14)

1979 : toetsen van resultaten voor scheve golfval in

een driedimensionaal model (lit.20)

1981 : toetsen van resultaten op grote schaal in de Deltagoot (lit.15)

Het principe van een schaalserie wordt geïllustreerd in figuur 1. Uitgangspunt van de proeven was het gemiddelde profiel langs de Nederlandse kust en de golf- en waterstandscondities behorende bij een ontwerpstormvloed, zijnde een stormvloedpeil van 5.0 m +NAP en een golfveld met een H_{os} van 7.6 m en een spectrale piekperiode \hat{T} van 12 sec. De proeven in de Deltagoot werden uitgevoerd met schaalfactoren $N_d=5$ en $N_d=3.3$. De resultaten van deze proeven leidden tot een bevestiging van de eerder afgeleide schaalrelaties. Naast het tweedimensionale onderzoek werd een serie proeven uitgevoerd in een driedimensionaal model. Uit dit onderzoek bleek dat binnen de onderzochte grenzen de hoek van golfinval geen significante invloed heeft op de hoeveelheid duinafslag en dat reproductie in een tweedimensionaal model dus volledig acceptabel is.

Uit het modelonderzoek werden de volgende conclusies getrokken:

1. Tijdens duinafslag ontstaat een afslagprofiel dat onafhankelijk is van het beginprofiel. De vorm van het profiel is sterk afhankelijk van de korrelgrootte van het duinzand en van de golfhoogte.
2. Tijdens de duur van de stormvloed wordt geen volledig evenwichtsprofiel bereikt. De vorm van het afslagprofiel blijft na enige uren duinafslag redelijk constant, maar de afstand waarover het wordt gevormd en dus ook de hoeveelheid duinafslag blijft toenemen in de tijd.
3. Bij een gegeven golfhoogte vlak buiten de brekerszone heeft de golfinvalsrichting geen significante invloed op de hoeveelheid afslag.
4. Het zand wordt tijdens de stormvloed niet verder verspreid dan ongeveer $0.75 \cdot H_{os}$ beneden stormvloedpeil.
5. De golfperiode en de vorm van het energiespectrum zijn niet van significante invloed op de hoeveelheid duinafslag indien wordt uitgegaan van de stormvloedomstandigheden langs de Nederlandse kust (Jonswap of Pierson en Moscowitzspectrum, een golfsteilheid H_{os}/L_0 tussen 0.02 en 0.05 en een stormvloedsverloop met een top waarbij het niveau van stormvloedpeil minus een meter gedurende 5 a 6 uur wordt overschreden).

Naast deze resultaten heeft het modelonderzoek schaalrelaties opgeleverd voor de beschrijving van de invloed van golfhoogte en korrelgrootte op de vorm van het afslagprofiel. Hierop wordt nader ingegaan in hoofdstuk 2.2.

2.2 HET BASISAFSLAGPROFIEL

De proeven van de schaalserie zijn uitgevoerd met een vaste waterstand op stormvloedpeil. De maatgevende afslagresultaten werden gebaseerd op metingen in het model op een tijdstip dat overeenkomt met 5 uur in het prototype. Dit tijdstip werd gekozen omdat uit vergelijking met proeven met variërende waterstand bleek dat een volledig gesimuleerde stormvloed dezelfde mate van duinafslag tot gevolg heeft als een geschematiseerde stormvloed met een vaste waterstand op stormvloedpeil na 5 uur.

Met behulp van de schaalrelaties bleek het mogelijk de gemeten hoeveelheid duinafslag te herleiden naar het prototype. De vorm van het afslagprofiel was echter als gevolg van schaalears effecten niet op direkte wijze te herleiden. Met name de positie van de duinvoet bleek sterk afhankelijk te zijn van de schaal van de uitgevoerde proeven. Afhankelijk van de extrapolatiemethode werden voor prototypecondities duinvoethoogten variërend van een meter boven tot een meter beneden stormvloedpeil verkregen. Men besloot uit te gaan van een duinvoet op stormvloedpeil.

Het profiel beneden stormvloedpeil kon worden vastgesteld door middel van extrapolatie van de modelmetingen. Uit een regressie-analyse bleek dat de vorm van het afslagprofiel goed te beschrijven is met behulp van een tweedegraadskromme met de vergelijking

$$y = 0.4714 (x + 18)^{0.5} - 2.00 \quad (1)$$

waarin

x is de afstand vanaf de duinvoet in meters

y is de diepte beneden stormvloedpeil in meters

Deze vergelijking voor het afslagprofiel geldt voor prototype-omstandigheden: $H_{os}=7.6$ m, $T=12$ s, $D_{50}=225$ μ .

Voor de begrenzing van het afslagprofiel aan de landzijde (het duinfront) werd op grond van waarnemingen in de natuur een helling toegepast van 1:1.

Als begrenzing van het profiel aan de zeezijde werd uitgegaan van een helling 1:12.5, zijnde een schatting van de orde van grootte. De exacte waarde van de helling achtte men van ondergeschikt belang daar de hoeveelheid duinafslag als maatgevend werd beschouwd.

De afstand vanaf de duinvoet tot aan de plaats waar de afslagparabool overgaat in de helling 1:12.5 werd vastgesteld middels "optimalisatie", hetgeen inhoudt dat er gezocht werd naar een profieloppervlak waarbij ten opzichte van het beginprofiel een bergingscapaciteit ontstaat welke overeenkomt met de gemeten duinafslag. Aldus werd een verspreidingsdiepte van $0.75H_{os}$ beneden stormvloedpeil vastgesteld.

2.3 INVLOED VAN DE KORRELGROOTTE

De invloed van de korrelgrootte op de vorm van het afslagprofiel kon worden afgeleid uit de schaalrelatie (lit.17)

$$N1/Nd = (Nd/Nw^2)^{0,28} \quad (2A)$$

Hierin is N1 de schaalfactor voor de lengteafmetingen van het profiel en Nw de schaalfactor voor de valsnelheid.

Voor omstandigheden met identieke golfcondities geldt $Nd=1$. De schaalrelatie wordt dan voorgesteld door $N1 = (Nw)^{0,56}$ (2B). Het verband tussen de korrelgrootte en de valsnelheid kan worden beschreven met de empirische formule (lit.17):

$$\log(1/w) = 0.476 (\log D)^2 + 2.18 \log D + 3.19 \quad (3)$$

waarin

w is de valsnelheid in m/s van een zand korrel met grootte D50 in stilstaand water van 10°C
D is de D50 van het afgeslagen zand

De helling van het duinfront en de helling van de zeewaartse begrenzing werden onafhankelijk geacht van de korrelgrootte.

2.4 INVLOED VAN DE GOLFHOOGTE

Ook de invloed van de golfhoogte op de vorm van het afslagprofiel kan worden afgeleid uit de schaalrelatie, beschreven in formule 2A.

Voor een kustprofiel met een bepaalde korrelgrootte geldt dan (lit.17):

$$N1 = (Nd)^{1,28} \quad (4)$$

Hierin is Nd de schaalfactor voor de verticale maten van het profiel en de golfhoogte.

De wijze waarop de helling van het duinfront en de helling van de zeewaartse begrenzing met de golfhoogte samenhangt is niet onderzocht. Aangenomen werd dat deze hellingen onafhankelijk zijn van de golfhoogte.

2.5 BESCHRIJVING VAN HET AFSLAGPROFIEL

De invloed van de korrelgrootte en de golfhoogte kan in een formule worden samengevat. Uitgaande van de beschrijving van het basisprofiel (formule (1)) werd de volgende formule afgeleid:

$$(7.6/Hos)y = 0.4714 \left[(7.6/Hos)^{1.28} (w/0.02681)^{0.56} x + 18 \right]^{0.5} - 2.0 \quad (5)$$

waarin

Hos is de significante golfhoogte op diep water in m
w is de valsnelheid van D50 in water van 10°C in m/s
x is de afstand vanaf de duinvoet in m
y is de diepte beneden stormvloedpeil in m

Dit profiel strekt zich uit van:

x=0, y=0 tot

$$x = 250 (Hos/7.6)^{1.28} (0.02681/w)^{0.56} \quad (6) \quad \text{met}$$

$$y = 5.717 (Hos/7.6) = 0.75 Hos$$

Boven de duinvoet is de helling van het profiel 1:1.
Aan de zeewaartse zijde wordt het profiel begrensd door een helling 1:12.5.

2.6 REKENMODEL DUROS

Uitgaande van het afslagprofiel, beschreven in 2.5, kan de duinafslag ten gevolge van een stormvloed worden bepaald door middel van schuiven van dit profiel ten opzichte van het beginprofiel tot een situatie is bereikt waarbij het erosieoppervlak gelijk is aan het aanzandingsoppervlak.

De rekenprocedure voor de bepaling van duinafslag werd geautomatiseerd in de vorm van een numeriek computermodel genaamd DURCS.

Hoofdstuk III

ANALYSE VAN DE PROEVEN IN DE DELTAGOOT

3.1 DOEL VAN HET ONDERZOEK

Uit de waterstand-golfhoogterelatie voor het Friese Wad, vermeld in figuur 2, ontleend aan lit.11, blijkt dat onder superstormcondities redelijkerwijs golfhoogten te verwachten zijn met een H_s tussen 1 en 2 meter. De verwachte piekperiode ligt onder die condities in de orde van 5-6 sec. Een drietal modelproeven, uitgevoerd in de Deltagoot, zijn van dien aard dat ze voor superstormomstandigheden op het Friese wad beschouwd kunnen worden als proeven op ware grootte. Dit heeft tot gevolg dat de modelresultaten zonder herleiding gebruikt kunnen worden. De afwezigheid van schaal-

effecten maakt het dan mogelijk het duinafslagproces op een meer nauwkeurige manier te beschrijven.

In dit hoofdstuk wordt aan de hand van de proeven in de Deltagoot het afslagproces geanalyseerd. Vervolgens wordt een rekenmodel opgesteld waarmee het duinafslagprofiel en de duinafslag tijdens een stormvloed met een H_{os} tussen 1.5 en 2.0 meter berekend kan worden.

3.2 BESCHRIJVING VAN DE DELTAGOOTPROEVEN

In de periode van januari tot mei 1981 is in de Deltagoot van het Waterloopkundig Laboratorium de Voorst modelonderzoek verricht naar duinafslag tijdens stormvloed. De resultaten van dit onderzoek zijn samengevat in lit.15.

Van de vijf uitgevoerde proeven zijn er voor ons onderzoek slechts drie van belang, t.w.

Modelproef T1

Deze proef werd uitgevoerd met een vaste waterstand op 4.2 meter boven de gootbodem. Een golfhoogte werd toegepast met $H_s=1.52m$ en $\hat{T}=5.4s$. In het model werd een beginprofiel toegepast dat ten opzichte van het referentieprofiel een factor 3 steiler is (schaal van het profiel $N_d=5$). Het referentieprofiel is het profiel dat gemiddeld voorkomt aan de Nederlandse kust, zie figuur 3. Het afslagprofiel werd op gezette tijden opgemeten, zie figuur 4. De gemeten hoeveelheid duinafslag boven de waterlijn is vermeld in tabel 1.

Modelproef T2

De toegepaste waterstand en golfomstandigheden zijn dezelfde als bij proef T1. In dit model werd een beginprofiel toegepast dat ten opzichte van het referentieprofiel

een factor 2 steiler is. De gemeten afslagprofielen zijn weergegeven in figuur 5. De gemeten hoeveelheid duinafslag is vermeld in tabel 1.

Modelproef T5

Deze proef werd uitgevoerd met vaste waterstand op 5 meter boven de gootbodem. Hierbij werd de voor de Deltagoot maximale golfhoogte toegepast met $H_s=2.0m$ en $\hat{T}=7.6s$. Een beginprofiel werd toegepast dat redelijk overeenstemt met het referentieprofiel. De gemeten afslagprofielen zijn weergegeven in figuur 6. De gemeten hoeveelheid duinafslag is vermeld in tabel 1.

Voor deze proeven werd zand toegepast met een korrelgrootte D50 gelijk aan 225 μ .

-----	-----		
tijdstip na aanvang van de proef	afslaghoeveelheid proef T1	afslaghoeveelheid proef T2	afslaghoeveelheid proef T5
-----	-----		
uren	m ³ /m ³	m ³ /m ³	m ³ /m ³
-----	-----		
0.1	2.64	1.76	10.82
0.3	4.71	3.92	18.03
1.0	9.42	7.08	27.73
3.0	15.76	11.07	40.59
6.0	17.77	13.25	49.41
10.0	19.22	14.77	-.-
-----	-----		

tabel 1. Gemeten duinafslag Deltagootproeven

3.3 ANALYSE DELTAGOOTPROEVEN

Beschouwd worden achtereenvolgens:

- de vorm van het afslagprofiel
- de duinvoethoogte
- de helling van het duinfront
- de helling van de zeewaartse begrenzing
- de verspreidingsafstand van het afgeslagen zand

3.3.1 De vorm van het afslagprofiel

De vorm van het afslagprofiel wordt afgeleid uit de resultaten van modelproef T2, daar deze proef het dichtst de superstormvloedcondities op het Friese Wad benadert. De steilheid van het beginprofiel is niet van invloed op de vorm van het afslagprofiel. Opgemerkt wordt dat daarom met dezelfde

mate van geldigheid modelproef T1 geanalyseerd had kunnen worden.

De afslagprofielen van proef T2 zijn gemeten op verschillende tijdstippen na aanvang van de proef. Zoals vermeld in hoofdstuk 2 is de afslaghoeveelheid na 5 uur equivalent met de afslag die optreedt tijdens een stormvloed. Het afslagprofiel na 5 uur wordt dan ook maatgevend geacht voor het afslagprofiel dat optreedt tijdens een stormvloed. Dit profiel kan bepaald worden door middel van interpolatie in de gemeten profielen.

Daartoe is in figuur 7 op dubbel logaritmische schaal voor een aantal hoogtelijnen van het afslagprofiel de afstand uit de y'-as uitgezet tegen de tijd. De positie van de coördinaten x' en y' wordt weergegeven in figuur 5. De rechte lijn door de meetpunten is berekend door middel van lineaire regressie en geeft, gezien de hoge corellatiecoëfficiënten, een goede benadering.

Met behulp van de regressielijn zijn de coördinaten van het afslagprofiel na 5 uur bepaald, zie tabel 2.

y' (m)	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50
x' (m)	49.0	37.8	35.0	32.5	24.0	17.4	12.5	8.5	5.8

tabel 2. Coördinaten afslagprofiel na 5 uur proef T2

De coördinaten uit tabel 2 zijn grafisch weergegeven in figuur 8. Voor de vaststelling van het afslagprofiel zijn slechts de coördinaten met y'-waarden vanaf 3.25 m van belang. Beneden de hoogtelijn y'=3.25 m wordt de zeewaartse begrenzing van het afslagprofiel en het uitgangprofiel beschreven.

Door de coördinaten is met behulp van regressie-analyse een tweedegraadskromme berekend met de vergelijking:

$$y = 0.3664 (x+7.81)^{0.5} - 1.02 \quad (7)$$

waarin

y is de afstand vanaf de waterlijn in m

x is de diepte beneden stormvloedpeil in m

Deze vergelijking geldt slechts voor de modelomstandigheden; Hs=1.52m en D50=225mu.

De invloed van de golfhoogte op de vorm van het afslagprofiel wordt bepaald met dezelfde schaalrelaties als bij DUROS (zie hoofdstuk 2.4). De vorm van het afslagprofiel is dan te beschrijven met de volgende formule

$$(1.52/Hos)y = 0.3664 [(1.52/Hos)^{1,28}x + 7.81]^{0,5} - 1.02 \quad (8)$$

hierin is Hos de significante golfhoogte op diep water.

Deze formule is getoetst aan de hand van de gemeten profielen van modelproef T5.

In figuur 9 is voor een aantal hoogtelijnen van het afslagprofiel van proef T5 de afstand uit de y-as uitgezet tegen de tijd. Vervolgens zijn met behulp van regressie-analyse de coördinaten van het afslagprofiel na 5 uur bepaald. Deze coördinaten zijn in figuur 10 grafisch weergegeven.

Uit de figuur blijkt dat formule (8) met Hos=2.0m een goede benadering is van het gemeten afslagprofiel na 5 uur.

De invloed van de korrelgrootte volgt eveneens uit de schaalrelaties (zie hoofdstuk 2.3).

Na verdiscontering van de invloed van de korrelgrootte en de golfhoogte kan de vorm van het afslagprofiel als volgt worden beschreven:

$$(1.52/Hos)y = 0.3664 [(1.52/Hos)^{1,28} (w/0.02681)^{0,56}x + 7.81]^{0,5} - 1.02 \quad (9)$$

waarin

Hos is de significante golfhoogte op diep water in m
w is de valsnelheid in m/s van D50 in water van 10°C
x is de afstand vanaf de waterlijn in m
y is de diepte beneden stormvloedpeil in m

Formeel beschrijft deze formule alleen het afslagprofiel na 5 uur. Gezien conclusie 2 uit hoofdstuk 2.1 wordt aangenomen dat de vorm van het afslagprofiel redelijk constant is in de tijd.

3.3.2 De duinvoethoogte

Uit de afslagprofielen van de modelproeven blijkt dat de hoogte van de duinvoet varieert in de tijd. Bovendien blijkt de duinvoethoogte af te hangen van de golfhoogte. In tabel 3 is de duinvoethoogte boven stormvloedpeil gegeven als functie van de tijd en de golfhoogte.

In deze tabel wordt het verband voor perioden korter dan 1 uur na aanvang van de proef niet weergegeven. Binnen deze periode blijkt de duinvoet dan weer boven, dan weer beneden stormvloedpeil te liggen, zodat van een significant verband tussen de duinvoethoogte en de tijd geen sprake is.

Uit vergelijking van de proeven T1 en T2 blijkt dat de duinvoethoogte bovendien nog afhangt van de steilheid van het

beginprofiel. Echter door het ontbreken van voldoende vergelijkingsmateriaal is het niet goed mogelijk een verband vast te stellen. Aangenomen wordt dat de duinvoethoogte slechts afhangt van de golfhoogte en de tijd.

proef	Hs in m	tijd in uren na aanvang van de proef			
		1.0	3.0	6.0	10.0
T1	1.52	0.15	0.55	0.80	1.05
T2	1.52	0.20	0.45	0.75	0.85
T5	2.0	0.15	0.35	0.45	-.-

tabel 3. Duinvoethoogte boven stormvloedpeil in m als functie van t en Hs.

Omdat de steilheid van het beginprofiel van T2 het dichtst de steilheid van het beginprofiel van T5 benadert, is aangenomen dat de duinvoetpositie bij modelproef T2 maatgevend is voor golfomstandigheden met $H_{os}=1.52m$.

De waarden uit tabel 3 voor proef T2 en T5 zijn op lineair-logarithmische schaal uitgezet in figuur 11. De berekende regressielijn geeft, gezien de hoge correlatiecoëfficiënt, een goede benadering van het verband tussen duinvoethoogte en de tijd.

Vanwege het ontbreken van metingen in het golfhoogtegebied tussen 1.5 en 2 meter wordt aangenomen dat er tussen de golfhoogte en de duinvoethoogte een lineair verband bestaat, zie tabel 4.

De tabel geeft een afnemende duinvoethoogte bij een toenemende golfhoogte te zien, hetgeen fysisch minder goed te verklaren is. Een grotere golfhoogte veroorzaakt in het algemeen een grotere golfoploop, zodat een hogere ligging van de duinvoet te verwachten zou zijn. In dit verband wordt verwezen naar het verband tussen golfhoogte en duinvoethoogte, afgeleid uit de schaalserie (zie figuur 12).

Het in tabel 4 vermelde verband tussen de golfhoogte en de duinvoetheogte is dan ook slechts geldig binnen de onderzochte grenzen, d.w.z. voor golfhoogten met een Hs tussen 1.5 en 2 meter.

tijd in uren	duinvoetheogte boven s.v.p. in m
1.0	- 0.04 * Hs + 0.24 (10)
2.0	- 0.23 * Hs + 0.74 (11)
3.0	- 0.34 * Hs + 1.03 (12)
4.0	- 0.42 * Hs + 1.22 (13)
5.0	- 0.48 * Hs + 1.39 (14)
6.0	- 0.53 * Hs + 1.51 (15)
7.0	- 0.57 * Hs + 1.63 (16)
8.0	- 0.61 * Hs + 1.72 (17)
9.0	- 0.64 * Hs + 1.80 (18)
10.0	- 0.67 * Hs + 1.87 (19)

tabel 4. Duinvoetheogte als functie van t en Hs.

3.3.3 De helling van het duinfront

De helling van het duinfront op verschillende tijdstippen is weergegeven in figuur 13 en blijkt voor de proeven T1 en T2 te variëren van 1.7:1 tot 2.8:1.

Voor de proef T5 varieert de helling van 0.9:1 tot 1.2:1.

De helling van het duinfront blijkt dus voor de proeven T1 en T2 steiler te zijn dan voor de proef T5. Waarschijnlijk wordt dit verschil veroorzaakt door de grotere duinhoogte van proef 5, waardoor een snellere instorting van het duinfront kon optreden. Mede op grond van waarnemingen in de natuur (lit.17) wordt voor het rekenmodel uitgegaan van een helling van het duinfront van 1:1.

3.3.4 De helling van de zeewaartse begrenzing

De gemeten zeewaartse begrenzing voor de proeven T1, T2 en T5 is in de figuren 14A t/m C weergegeven. De helling is geschat door de gemeten begrenzing op zodanige wijze door een rechte lijn te schematiseren dat de totale hoeveelheid zand onder het profiel ongeveer gelijk blijft. De geschatte hellingen zijn vermeld in tabel 5.

proef	geschatte helling
T1	1:12 tot 1:13.5
T2	1:16 tot 1:17.5
T5	1:9 tot 1:9.5

tabel 5. Geschatte helling van de zeewaartse begrenzing.

Na enige uren afslag blijkt zich een helling in te stellen, die redelijk constant blijft. Het verschil in steilheid van de begrenzing van de proeven T1 en T2 lijkt te wijzen op een afhankelijkheid van de steilheid van het beginprofiel, in die zin, dat een minder steil beginprofiel resulteert in een minder steile helling.

Op vrij arbitraire wijze is een maatgevende helling vastgesteld van 1:10. Hierbij is op grond van een mogelijk grotere afleeson nauwkeurigheid in de modelresultaten van proef T1 en T2 (vergelijk de figuren 4, 5 en 6) meer gewicht toegekend aan de geschatte helling voor proef T5.

3.3.5 De verspreidingsafstand van het afgeslagen zand

De verspreidingsafstand van het afgeslagen zand wordt gedefinieerd als de afstand vanaf de waterlijn tot aan de plaats waar de afslagkromme overgaat in de helling 1:10.

De ontwikkeling van de verspreidingsafstand in de tijd is bestudeerd aan de hand van de gemeten profielen. In figuur 15 is voor de proeven T1, T2 en T5 de gemeten afstand uitgezet tegen de tijd. De hoge correlatiecoëfficiënt geeft aan dat er bij benadering sprake is van een lineair verband. Wanneer evenwijdigheid van de regressielijnen aangenomen wordt kan de verspreidingsafstand op een tijdstip t als volgt berekend worden:

$$L(t) = L(5) + 1.39(t-5) \quad (20)$$

waarin

$L(t)$ is de verspreidingsafstand in m op tijdstip t

$L(5)$ is de verspreidingsafstand in m na 5 uur

t is de tijd in uren na aanvang van de proef

De waarde voor $L(5)$ kan verkregen worden door middel van "optimalisatie" van de verspreidingsafstand.

Daartoe is met behulp van het rekenmodel, beschreven in hoofdstuk 4, voor verschillende waarden van $L(5)$ de hoeveelheid duinafslag boven de waterlijn berekend en vergeleken

met de gemeten hoeveelheid uit de modelproeven. Het absolute verschil tussen de berekende en de gemeten hoeveelheid duinafslag is over de drie proeven gesommeerd en tegen de verhouding tussen de verspreidingsdiepte en de golfhoogte (d/H_s) uitgezet in figuur 16. Minimalisatie van de som blijkt te resulteren in een d/H_s van 0.81, wat overeenkomt met de verspreidingsafstanden vermeld in tabel 6.

proef	L(5) in m
T1	30
T2	30
T5	42

tabel 6. Optimale verspreidingsafstand.

Uitgaande van een dubbel-logarithmisch verband (lit.17) wordt het volgende verband tussen de verspreidingsafstand na 5 uur en de golfhoogte verkregen:

$$L(5) = 30 (H_{05}/1.52)^{1,28} \quad (21)$$

De invloed van de korrelgrootte op de verspreidingsafstand kan worden afgeleid uit de schaalrelaties (lit.17). Na substitutie van (20) in (19) wordt dan verkregen:

$$L(t) = [30 (H_{05}/1.52)^{1,28} + 1.39 (t-5)] (0.02681/w)^{0,56} \quad (22)$$

hierin is w de valsnelheid in m/s van een korrel D50 in stilstaand water van 10°C.

Uit figuur 15 blijkt dat de berekende optimale verspreidingsafstand voor de proeven T1 en T2 meer afwijkt van de gemeten afstand na 5 uur dan voor proef T5. Dit is een gevolg van de toegepaste schematisatie in het rekenmodel en wordt besproken in hoofdstuk 5.

Hoofdstuk IV

BESCHRIJVING VAN HET REKENMODEL

Uit de onderzoeksresultaten, beschreven in hoofdstuk 3, is een rekenmodel opgesteld ter bepaling van de duinafslag en het afslagprofiel tijdens stormvloed.

Zoals eerder vermeld is uit vergelijking met proeven met variërende waterstand gebleken dat een volledig gesimuleerde stormvloed, waarbij het niveau van stormvloedpeil minus 1 meter gedurende 5 a 6 uur overschreden wordt, dezelfde mate van duinafslag vertoont als een geschematiseerde stormvloed met vaste waterstand na 5 uur (lit.17). Blijkens de onderzoeksresultaten kan het afslagprofiel na stormvloed als volgt worden beschreven:

$$(1.52/Hos)y = 0.3664 [(1.52/Hos)^{1,28} (w/0.02681)^{0,56} x + 7.81]^{0,5} = 1.02$$

zijnde formule (9).

Dit profiel strekt zich uit vanaf de duinvoet, waarvan de hoogte boven stormvloedpeil beschreven wordt door de formule:

$$D.V.H. = - 0.48 * Hos + 1.39 \quad (14)$$

hierin is D.V.H. de duinvoethoogte in m boven s.v.p.

tot

$$x = 30 (Hos/1.52)^{1,28} (0.02681/w)^{0,56} \quad (23) \quad \text{met} \\ y = 0.81Hos$$

In het rekenmodel wordt de vorm van het afslagprofiel vanaf het stormvloedpeil tot aan de duinvoet berekend door de berekende waarde van de duinvoethoogte uit formule 14 als negatieve y-waarde in te voeren in de vergelijking, die het afslagprofiel beschrijft (formule 9)

Boven de duinvoet is de helling van het profiel 1:1. Aan de zeewaartse zijde wordt het profiel begrensd door een helling 1:10.

De duinafslag en het afslagprofiel ten gevolge van een stormvloed wordt bepaald door het schuiven van bovenstaand profiel ten opzichte van het beginprofiel tot een situatie is bereikt waarbij het erosieoppervlak gelijk is aan het aanzandingsoppervlak.

Het rekenmodel heeft als invoer:

- beginprofiel
- stormvloedpeil
- significante golfhoogte op diep water
- valsnelheid van het duinzand

Het rekenmodel heeft als uitvoer:

- hoeveelheid duinafslag boven stormvloedpeil
- positie van de duinvoet na de stormvloed
- teruggang van het duin ter hoogte van de duinvoet
- verspreidingsafstand van het afgeslagen zand
- verspreidingsdiepte van het afgeslagen zand

Een afdruk van het programma en een voorbeeld van de in- en uitvoer is weergegeven in bijlage 1.

Het programma is geschreven in de computertaal ALGOL-60.

Voor de toepassing van het rekenmodel dient het volgende opgemerkt te worden:

- het model geldt voor een stormvloedsverloop waarbij het niveau van stormvloedpeil minus 1 meter gedurende 5 a 6 uur wordt overschreden
- het model geldt zonder aanpassing alleen voor golfomstandigheden met een H_{os} tussen 1.5 en 2 meter. De golfsteilheid dient groter te zijn dan de waarde $H_{os}/L_o=0.02$
- De valsnelheid van een korrel D50 kan benaderd worden met formule (3) uit hoofdstuk 2.3
- Aangenomen is dat het zand alleen in zeewaartse richting wordt verplaatst en er geen herverdeling van het zand plaatsvindt.

Hoofdstuk V

TOETSING VAN HET REKENMODEL AAN DE DELTAGOOTPROEVEN

Onder invoering van de modelomstandigheden in het rekenmodel kan de berekende duinafslag en het afslagprofiel getoetst worden aan de gemeten waarden.

Uitgaande van een lineair-logaritmisch verband tussen de tijd en de gemeten duinafslag boven stormvloedpeil is de hoeveelheid afslag na 5 uur bepaald. Deze hoeveelheid is te samen met de berekende hoeveelheid weergegeven in tabel 7.

proef	duinafslag in m ³ /m' boven stormvloedpeil na 5 uur	gemeten	berekend	verschil
T1		16.8	16.4	+2.4%
T2		12.5	12.9	-3.1%
T5		46.5	46.4	+0.2%

tabel 7. Berekende en gemeten hoeveelheid duinafslag.

In de tabel is tevens het verschil tussen berekende en gemeten waarde aangegeven. Dit verschil is uitgedrukt in procenten van de berekende waarde volgens:

$$\text{verschil} = \frac{\text{gemeten afslag} - \text{berekende afslag}}{\text{berekende afslag}} * 100\% \quad (24)$$

Het gemiddelde verschil voor de beschouwde proeven bedraagt -0.5%. Het maximale verschil bedraagt 3.1%. Het vergelijkingsmateriaal is te beperkt om een definitieve uitspraak te doen over de nauwkeurigheid van het rekenmodel.

Het berekende afslagprofiel is geplot in de gemeten profielen in de figuren 17, 18 en 19.

Uit de figuren blijkt dat in de beschouwde gevallen de berekende verspreidingsafstand van het zand groter is dan uit de gemeten waarde zou volgen.

Dit kan als volgt verklaard worden:

- Het rekenmodel gaat uit van een evenwicht tussen afslag en aanzanding. In de praktijk stelt zich echter geen zichtbare zandbalans in. Gebleken is, dat ongeveer 10 - 15% van het afgeslagen zand niet teruggevonden kan worden binnen het duidelijk zichtbare aanzandingsgebied. Als oorzaak wordt genoemd (lit.17):
 1. In afgezette vorm heeft het zand vermoedelijk een iets grotere volumedichtheid dan in de oorspronkelijke vorm waardoor volumeverlies optreedt.
 2. Een deel van het afgeslagen zand wordt tijdens het duinafslagproces naar dieper water getransporteerd.
 3. Meetonnauwkeurigheden.
- In het rekenmodel zijn schematisaties ingevoerd die afwijken van de metingen. Een overzicht is gegeven in tabel 8.

proef	duinvoet hoogte		duinfront		begrenzing		verspreidings afstand	
	model	meting	model	meting	model	meting	model	meting
T1	0.66	0.75	1:1	2:1	1:10	1:16	30	28
T2	0.66	0.66	1:1	2:1	1:10	1:12	30	23
T5	0.43	0.43	1:1	1:1	1:10	1:9	42	41

tabel 8. Overzicht toegepaste schematisaties rekenmodel

De goede overeenstemming tussen meting en schematisatie voor proef T5 is duidelijk waarneembaar in tabel 7 en figuur 20. De overeenstemming tussen gemeten en berekende duinafslag en afslagprofiel is voor de proeven T1 en T2 minder goed als gevolg van de grotere afwijking tussen meting en schematisatie (vergelijk het duinfront en de begrenzing).

Hoofdstuk VI

VERGELIJKING REKENMODEL MET DUROS-MODEL

Het uit de Deltagootproeven afgeleide rekenmodel wijkt van het DUROS-model, beschreven in hoofdstuk 2, af op de volgende punten:

De vorm van het afslagprofiel.

In het onderhavige onderzoek werd de vorm van het afslagprofiel direkt door middel van regressie-analyse afgeleid uit het gemeten profiel. Dit resulteerde in formule (5). Daarentegen werd het DUROS/profiel bepaald door middel van extrapolatie van alle modelresultaten uit de schaalserie naar schaal 1:1, gevolgd door regressie-analyse (formule (9)). Het afslagprofiel beneden de waterlijn, berekend met het rekenmodel en DUROS voor een H_s van 1.52 en 2.0 m, is weergegeven in de figuren 20 en 21. Daaruit blijkt dat voor $H_s=1.52m$ de overeenstemming tussen beide profielen vrij goed is. Voor $H_s=2.0m$ blijkt het rekenmodel een betere benadering te geven van het gemeten profiel dan DUROS.

De duinvoethoogte.

Uit het onderzoek werd een duinvoethoogte afgeleid die varieert met de golfhoogte, zie formule (14). Het DUROS-model gaat uit van een duinvoethoogte op stormvloedpeil. De benadering van de positie van de duinvoet na de stormvloed is het belangrijkste verschil tussen het rekenmodel en het DUROS-model.

De helling van de zeewaarte begrenzing.

Het rekenmodel gaat uit van een helling 1:10, terwijl het DUROS-model een helling 1:12.5 aanhoudt. De exacte helling van de zeewaartse begrenzing is uit de modelproeven slecht af te leiden, zodat beide hellingen een gelijke geldigheid hebben.

De verspreidingsafstand van het afgeslagen zand.

Zowel voor het rekenmodel als voor het DUROS-model werd de verspreidingsafstand middels "optimalisatie" bepaald. Voor het rekenmodel werd formule (23) afgeleid, terwijl de verspreidingsafstand voor het DUROS-model middels formule (6) beschreven werd. De verspreidingsafstand, berekend met beide formules vertoont slechts een geringe afwijking. De verspreidingsdiepte $d=0.81*H_s$ is iets groter dan bij DUROS ($d=0.75*H_s$), hetgeen resulteert in een steiler afslagprofiel (zie figuur 20 en 21).

Uit het voorgaande moge duidelijk zijn dat het opgestelde rekenmodel binnen de onderzochte grenzen het afslagprofiel beter benadert dan het DUROS-model. Dit wordt nog eens geïllustreerd in figuur 19. In deze figuur is het berekende afslagprofiel volgens het rekenmodel en het DUROS-model (ontleend aan lit.17) in de gemeten profielen van proef T5 geplot.

Dit leidt tot de verwachting dat ook de hoeveelheid duinafslag nauwkeuriger berekend kan worden. Dit kan gecontroleerd worden aan de hand van proef T5. In tabel 9 is de hoeveelheid duinafslag volgens het rekenmodel en het DUROS-model vergeleken met de gemeten waarde.

hoeveelheid duinafslag in m ³ /m' boven stormvloedpeil		
gemeten na 5 uur	rekenmodel	DUROS-model
46.5	46.4	44.3

tabel 9. Berekende en gemeten duinafslag proef T5

Uit de tabel blijkt dat voor Hs=2.0m het rekenmodel nauwkeuriger de hoeveelheid duinafslag berekent dan DUROS. Hoewel vergelijkingsmateriaal ontbreekt wordt de verwachting uitgesproken dat, als gevolg van een betere benadering van het afslagprofiel, binnen de onderzochte grenzen het opgestelde rekenmodel de duinafslag nauwkeuriger berekent dan het DUROS-model.

Opgemerkt wordt dat deze conclusie niet erg verwonderlijk is; doordat het DUROS-model afgeleid is uit een schaalserie mag niet verwacht worden dat het duinafslagproces in detail goed weergegeven wordt. Deze benadering heeft tot gevolg gehad dat het DUROS-model een veel groter bereik heeft dan het in dit rapport beschreven model.

ONTWERP VAN EEN ZANDDAM TER PLAATSE VAN HET FRIESE WAD

Hoofdstuk VII

HET BESTAANDE PLAN

7.1 OVERZICHT INPOLDERINGSPLANNEN

In het kader van de Deltawet dient de zeekering langs de Friese Waddenkust tussen Zwarte Haan en de veerdam nabij Holwerd verbeterd te worden.

De huidige dijk van dit zeeeringsgedeelte bezit een opmerkelijk inspringend trace en vindt zijn oorsprong in het feit dat zowel aan de westzijde als aan de oostzijde regelmatig inpolderingen hebben plaatsgevonden. Langs het westelijk gedeelte tot 1754 en langs het oostelijk gedeelte tot 1580. Het tussenliggende dijkgedeelte langs Ferwerderadeel kwam daardoor terug te liggen en dateert reeds uit de Middeleeuwen (circa 1375). De beschermende werking van het hooggelegen voorland, dat praktisch over de volle lengte van het dijkvak tussen Zwarte Haan en de veerdam aanwezig is, heeft ertoe bijgedragen dat de zeedijk in de loop der tijden slechts in bescheiden mate werd verhoogd. De gemiddelde hoogte bedraagt slechts 5 m+N.A.P.

Voor dit dijkgedeelte bevinden zich uitgestrekte zomerpolders, kwelders en landaanwinningswerken, samen ca.4000 ha groot. Hierdoor is het mogelijk de dijkverhogingsplannen te combineren met plannen voor inpoldering van het buitendijkse gebied.

Om tot een verantwoorde tracekeuze te kunnen komen werden in 1975 door een ambtelijke werkgroep van Gedeputeerde Staten van Friesland vier trace's uitgewerkt:

Plan A : verhoging van de bestaande zeedijk

Plan B : inpoldering van de zomerpolders

Plan C : inpoldering van de zomerpolders en kwelder

Plan D : inpoldering van de zomerpolders, kwelder en landaanwinningswerken

In 1976 werd door Provinciale Staten van Friesland plan D aangenomen, waarna een concessieaanvraag werd gedaan op grond van de Wet op het ondernemen van droogmakerijen en inpolderingen (1904). Als hoofddoel van de indijking werd genoemd "het winnen van akkerbouwgrond ten behoeve van de centrumfunctie van de kleibouwstreek als pootaardappelen producerend gebied".

Op 13 juli 1979 ontvingen Gedeputeerde Staten van Friesland het bericht dat de concessieaanvraag niet bevorderd kon worden. De minister stelde dat bij de afweging het belang van natuur en landschap een zwaarder gewicht was toegekend dan het belang van landbouw en plaatselijke werkgelegenheid.

Het antwoord van de minister hield echter geen keuze voor plan A in. In 1979 werd opnieuw een werkgroep ingesteld ter bestudering van nieuwe dijktrace's.

In 1980 werd door de werkgroep een zestal alternatieve trace's voorgesteld. Naast plan A, de verhoging van de bestaande zeedijk, waren dat plan B1, B2, Ct, E1 en E2 (zie figuur 22).

De plannen B1 en B2 betroffen inpolderingsplannen met dijktrace's over het gebied van de zomerpolders waardoor respectievelijk 800 ha en 1060 ha kunnen worden ingepolderd. Deze plannen zijn slechts uit zeedefensie-oogpunt interessant. De voordelen die middels inpoldering voor de Friese kleibouw kunnen worden behaald zijn verwaarloosbaar klein.

Plan Ct betrof een inpolderingsplan met een dijktrace op ca. 200 m voor de kweldergrens en moet gezien worden als een compromis tussen het ecologische belang en het landbouwbelang. Volgens dit plan wordt ca. 1360 ha ingepolderd.

De plannen E1 en E2 gelden als maximale varianten voor het landbouwbelang en zijn verkregen door het enigszins terugleggen van het trace van plan D. Het milieubelang wordt door deze laatste twee plannen geenszins gediend; de ecologische samenhang slik-kwelder wordt blijvend verstoord. De plannen voorzien in een inpoldering van respectievelijk 1980 ha en 2520 ha.

De verschillende plannen werden door middel van een kosten-batenanalyse tegen elkaar afgewogen. Uiteindelijk werd plan Ct aanbevolen, zijnde een compromis tussen het natuurbelang en het landbouwbelang.

De werkgroep geeft aan dat het natuurbelang gediend wordt doordat slechts de hogere kweldergedeelten ingepolderd worden, waardoor de ecologisch belangrijke overgang tussen kwelder en slik behouden blijft. Een hoge kwelder zou zowel op natuurlijke als kunstmatige wijze teruggewonnen kunnen worden. Wat het landbouwbelang betreft wordt erop gewezen dat de hoeveelheid landbouwgrond vergroot kan worden door verbetering van de bodemgeschiktheid door bijvoorbeeld afgraven van ongeschikte lagen en/of diepploegen.

In 1982 werden door Provinciale Staten van Friesland plan Ct, in iets gewijzigde vorm, aangenomen; een vergroting van de hoeveelheid landbouwgrond werd verkregen door het dijktrace door te trekken tot aan de veerdam, zie figuur 23. Voor dit plan werd een concessieaanvraag gedaan.

7.2 DE DIJKSEQUW

Vanwege de ruime beschikbare hoeveelheid klei ter plaatse van de te maken dijk is gekozen voor een zgn. groene dijk. Een dergelijke oplossing is aantrekkelijk uit het oogpunt van landschapsbehoud en bovendien financieel voordelig.

Het buitenbeloop van de groene dijk is voorzien van een flauwe helling 1:8. De kern van de dijk bestaat uit zand, afgedekt met een maximaal 1.50 m dikke bekleding van klei op het buitenbeloop.

Het binnenbeloop heeft een helling 1:3 en wordt afgedekt met een 0.60 m dikke kleilaag.

De kleilaag wordt bedekt met een laag teelaarde en een grasmat. In de zone van de zwaarste golfaanval wordt de kleilaag eventueel voorzien van een groensteenbekleding. De voor de dijk benodigde klei kan gedeeltelijk plaatselijk worden gewonnen. Het dwarsprofiel van de groene dijk is weergegeven in figuur 24.

Hoofdstuk VIII

RISICO-ANALYSE VAN DE ZANDDAM

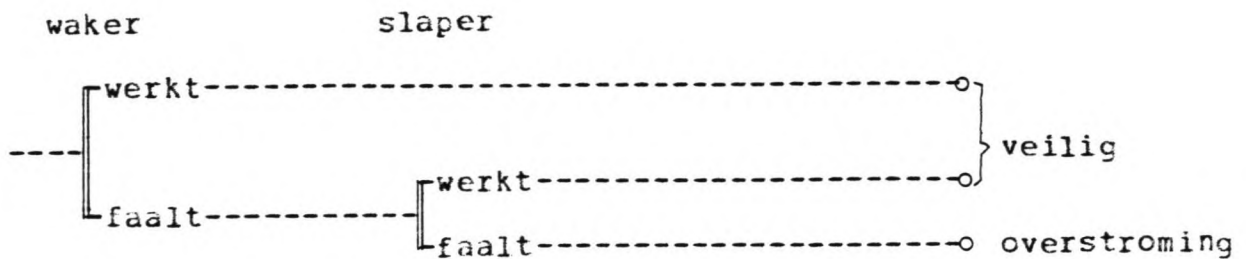
8.1 INLEIDING

Ter beoordeling of een bepaald technisch systeem voldoet aan de door de maatschappij gestelde eisen ten aanzien van de grootte van de risico's, dienen deze risico's zoveel mogelijk objectief te worden gekwantificeerd. Dit kan met behulp van risico-analyse methoden.

Bij de risico-analyse van een door dijken beschermd gebied dient eerst een analyse plaats te vinden van het systeem van waterkeringen.

Het zeeweringssysteem tussen Zwarte Haan en Holwerd is op te vatten als een "waker-slaper"systeem, waarbij de te ontwerpen zanddam in dit verband de functie van waker heeft en de oude zeedijk als slaper fungeert.

Ter beoordeling van de veiligheid van dit systeem tegen overstrooming kan een zgn. gebeurtenissenboom opgesteld worden. De gebeurtenissenboom legt het verband vast tussen een begingebuurtenis en alle mogelijke daaropvolgende reacties van het systeem. In figuur 25 is de gebeurtenissen boom voor het overstromen van het land achter de oude zeedijk weergegeven.

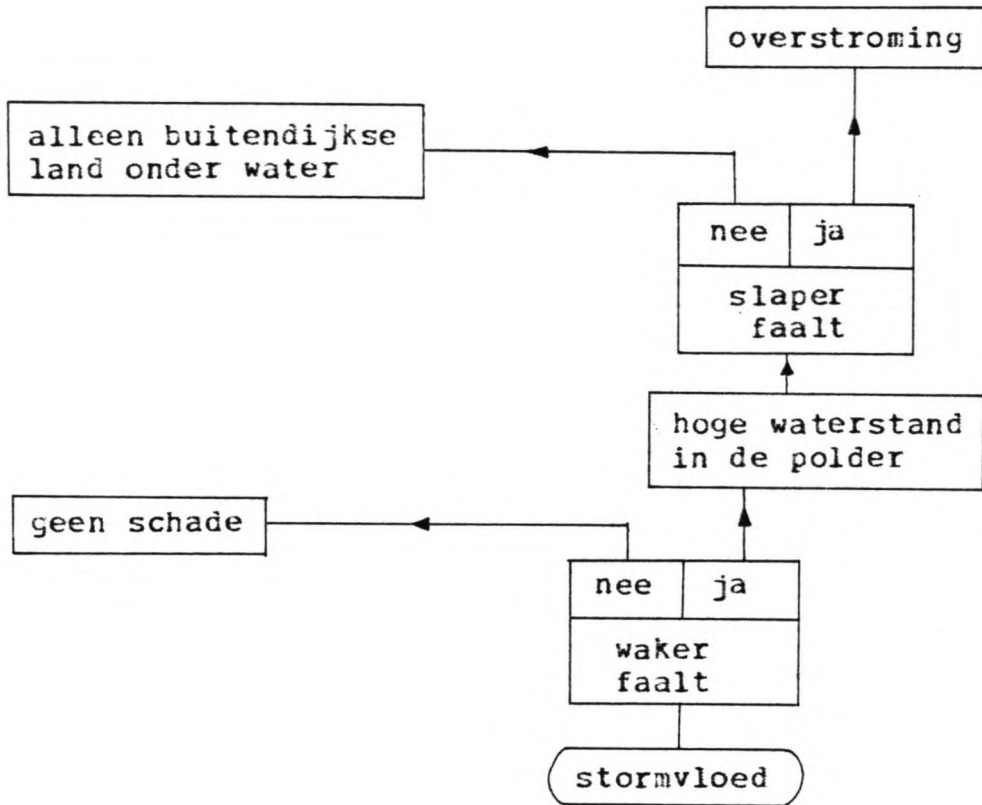


figuur 25. De gebeurtenissenboom

Uit deze figuur blijkt duidelijk het binaire karakter van de risico-analyse; iedere component kent slechts twee toestanden: werken of falen, evenals het totale systeem.

Voor elke begingebuurtenis kan vervolgens een zgn. foutenboom opgesteld worden. Deze boom is een schematische weergave van de logische gebeurtenissen, die leiden tot een zeer ongewenste reactie van het systeem (b.v.falen). Deze onge-

wenste reactie wordt de topgebeurtenis genoemd. Door de foutenboom uit te breiden met de vertakkingsmogelijkheid van de gebeurtenissenboom wordt een zgn. cause-consequence chart verkregen. De cause-consequence chart voor een waker-slaper-systeem is weergegeven in figuur 26.



figuur 26. Een cause-consequence chart van het systeem

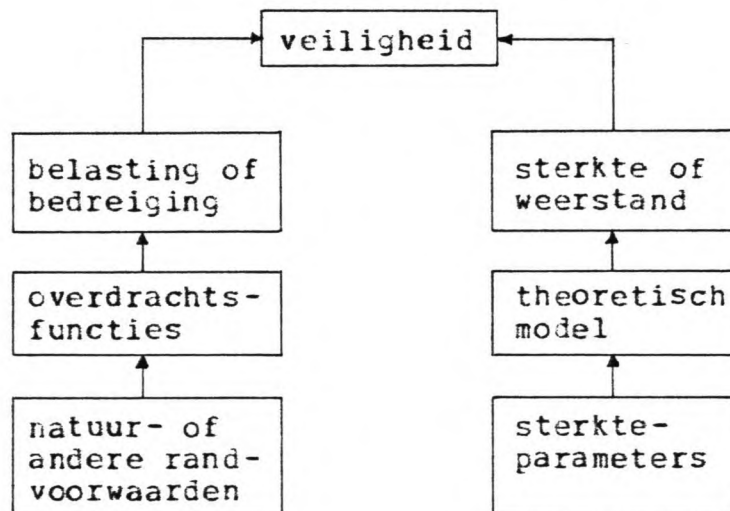
In de volgende fase van de risico-analyse wordt getracht de kans op het optreden van de ongewenste topgebeurtenis te berekenen. In het geval van het zeeweringssysteem dus de kans op falen van het systeem, hetgeen inundatie van het achterland inhoudt. Daartoe dient eerst de faalkans van de componenten, in dit geval de slaper en de waker, bepaald te worden, waarna volgens de conventies van de waarschijnlijkheidsleer de faalkans van het gehele systeem vastgesteld kan worden.

In dit onderzoek is van een risico-analyse van het gehele zeeweringssysteem afgezien. Met name de faalkans van de oude zeedijk en de snelheid van inundatie van het gebied na falen van de zanddam is moeilijk vast te stellen. Wellicht kan deze problematiek in een vervolgstudie aangepakt worden. In het navolgende wordt ervan uitgegaan dat de veiligheid van het zeeweringssysteem volledig overheerst wordt door de faalkans van de zanddam.

De veiligheid van de zanddam kan middels de filosofie van de grenstoestanden, geïllustreerd in figuur 27, benaderd worden. Hiervoor zijn in principe drie verschillende methoden beschikbaar:

1. deterministische methode
2. quasi-probabilistische methode
3. probabilistische methode

- ad 1. Bij deze methode kiest men "veilige" (i.e. voldoende hoge) waarden voor de basisvariabelen, die de belastingen veroorzaken. Voor de bepaling van de sterkte wordt veelal gebruik gemaakt van de gemiddelde waarde der sterkteparameters. De grootte van de veiligheidscoëfficiënt wortelt in ervaring.
- ad 2. Deze methode maakt gebruik van statistische informatie in de vorm van "karakteristieke waarden" van sterkte en belasting. De afstand tussen sterkte en belasting wordt aangegeven door middel van partiele veiligheidsfactoren.
- ad 3. De probabilistische methode is de meest geavanceerde. Bij deze methode worden alle basisvariabelen gespecificeerd door een kansdichtheidsfunctie. De bezwijkkans van de constructie vormt het beoordelingscriterium, nadat de bezwijkkansen van de verschillende mechanismen zijn samengevoegd



Figuur 27. Een grenstoestand van een mechanisme

Bij het ontwerp van de zanddam wordt gebruik gemaakt van de probabilistische methode. Uitgaande van de Deltanorm voor de veiligheid tegen overstroming en een maatgevend bezwijkmechanisme van de dam kan de benodigde breedte van de kruin van de zanddam berekend worden.

8.2 BEZWIJKMECHANISMEN

Bij de probabilistische benadering worden in principe alle oorzaken van een eventueel falen van de zanddam geanalyseerd. Hiervoor kan een foutenboom gebruikt worden. In deze boom zijn de mechanismen te onderscheiden, die kunnen leiden tot het bezwijken van de dam.

Over de bezwijkmechanismen van een zanddam (duin) is nog slechts weinig bekend. In de foutenboom van een zanddam, weergegeven in figuur 28, is een onderverdeling gemaakt, zoals dat tot nu toe gebruikelijk is bij dijken. Een falen van de zanddam kan dan ingeleid worden door:

erosie van het buitentalud

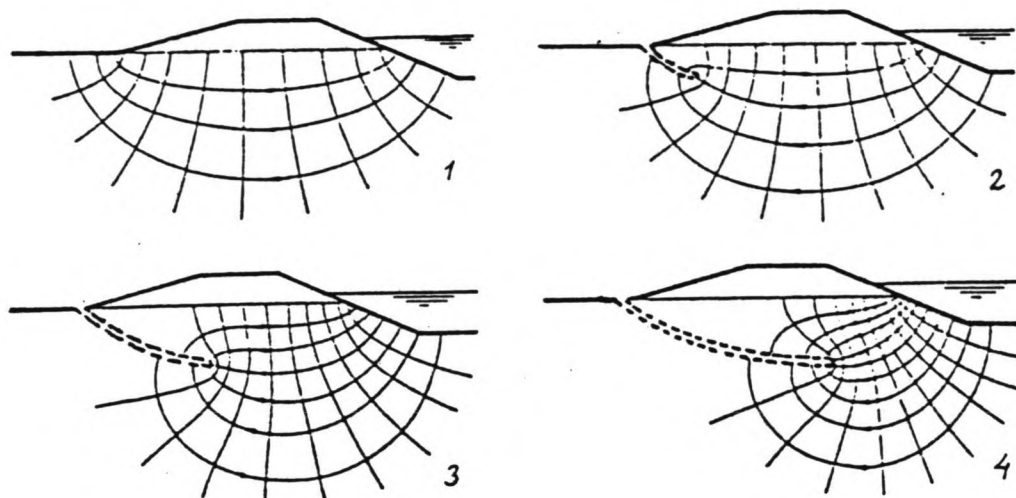
Als gevolg van golfaanval tijdens een stormvloed treedt afkalving van het buitentalud op waarbij het afgeslagen zand binnen de zone van de brekende golven wordt verspreid. Hierbij komt de duinvoet al retirerend hoger te liggen. Indien het zandlichaam onvoldoende breed is kan dit leiden tot een doorbraak.

erosie van het binnentalud

Als gevolg van het overlopen van de dam of golfoverslag ontstaat een toename van de grondwaterdruk, waardoor een afname van de korrelspanning optreedt. Dit kan totale instabiliteit van het binnentalud tot gevolg hebben, waardoor erosie in de vorm van een circelvormig afschuifvlak optreedt. Dit mechanisme kan ingeleid worden door locale instabiliteit indien als gevolg van de grote doorlatendheid van de dam water uit het binnentalud sijpelt en zanddeeltjes meevoert. Dit kan optreden indien de hoge waterstanden aan de buitenzijde lang aanhouden.

interne erosie

Interne erosie of "piping" kan optreden indien de waterafsluitende laag een onvolkomenheid vertoont. De ontstane welvorming kan gevaarlijk worden indien bij hoge waterstanden de stroomsnelheden in de wel zo groot worden dat zandkorrels naar boven spoelen waardoor zich een gang kan ontwikkelen. Het principe van interne erosie wordt geïllustreerd in figuur 29.



Figuur 29. Welvorming achter een dam

Met betrekking tot de grenstoestanden "erosie van het binnentalud" en "interne erosie" is nog betrekkelijk weinig onderzoek verricht.

Volgens de heersende filosofie wordt stilzwijgend aangenomen dat een duin hydrologisch-grondmechanisch stabiel is en voldoende ondoorlatend. Verondersteld wordt, dat er geen overslag optreedt en dus geen aanval op het binnentalud te verwachten is. Als eis wordt daarbij gesteld dat het duin minimaal 10 meter breed is ter hoogte van het ontwerppeil. Over de vereiste hoogte van de strook wordt geen uitspraak gedaan. (lit.1)

In 1981 is tijdens het duinafslagonderzoek in de Deltagoot van het W.L. tevens onderzocht hoe hoog de reservestrook moet zijn om golfoverslag tot een bepaald percentage te voorkomen. Een voorlopig advies was, het zandlichaam zodanig te dimensioneren dat niet meer dan ongeveer 2% van de golven over de reservestrook heenslaat.

In tabel 10 zijn de meetresultaten weergegeven van een onderzoek naar de golfoploop bij een H_s van 1.5 m, ontleend aan lit.16.

niveau boven s.v.p. model $H_{0.5} = 1.5 \text{ m}$ $\hat{T} = 5.4 \text{ sec}$	percentage van de golven dat leidt tot overschrijding van een bepaald niveau door golfoploop
--	---

m	%
1.15	0.1
1.00	0.4
0.90	1.1
0.80	3.2
0.70	5.6
0.60	8.9
0.50	14.5

tabel 10. Meetresultaten golfoploop in Deltagoot

Uit de meetresultaten blijkt dat, naarmate de kruin van de zanddam hoger gekozen wordt, de kans op golfoverslag kleiner wordt. Door de kruin voldoende hoog te kiezen, kan dus de kans op erosie van het binnentalud door golfoverslag verwaarloosbaar klein gemaakt worden.

Het optreden van locale instabiliteit van het binnentalud kan beïnvloed worden door de keuze van de taludhelling. Indien water horizontaal uit het binnentalud treedt, is de stabiliteit alleen verzekerd als de taludhelling kleiner is dan de halve wrijvingshoek van het zand. Dit houdt in dat de taludhelling moet liggen tussen 1:2.7 en 1:3.7.

Voor de grenstoestand "interne erosie" wordt in het algemeen een eenvoudig model toegepast, waarin de sterkte van de constructie wordt geparаметriseerd door de kortste kwelweglengte (L) en een coëfficiënt C_w voor de grondeigenschappen, terwijl de belasting wordt weergegeven door het verval H. De relatie voor deze grenstoestand voor fijn zand kan worden weergegeven door de formule van Bligh:

$$(1 + v)/H < 15 \quad (25)$$

In deze formule zijn l en v resp. de lengte van het horizontale en het verticale deel van de kortste kwelweg.

Bij het ontwerp van de zanddam wordt het bezwijken van de dam geacht te worden ingeleid door erosie van het buitentalud. De kans op het optreden van de andere mechanismen wordt verwaarloosbaar klein verondersteld op grond van de volgende aannamen:

1. De kruinhoogte van de zanddam is voldoende groot om de

kans op erosie van het binnentalud door overloop en golfoverslag verwaarloosbaar klein te laten zijn.

2. De helling van het binnentalud is van dien aard dat er voldoende veiligheid tegen locale instabiliteit is. Bovendien worden de buitenwaterstanden niet geacht lang aan te houden.
3. De veiligheid tegen bezwijken door interne erosie is voldoende groot. Dit kan later eventueel gecontroleerd worden met het criterium van Bligh (formule 25).

Het bezwijken van de zanddam kan nu beperkt worden tot de grenstoestand "erosie van het buitentalud". Met behulp van de probabilistische methode kan vervolgens het minimale zandlichaam bepaald worden, dat nodig is om een veiligheidsniveau volgens de Deltanorm te waarborgen.

8.3 BESCHRIJVING BASISVARIABLEN

Bij de probabilistische methode worden alle basisvariabelen gespecificeerd door een kansdichtheidsfunctie. De kansdichtheidsfuncties van de belasting- en de sterkteparameters kunnen dan met behulp van het rekenmodel, beschreven in hoofdstuk 4, aan elkaar gekoppeld worden, hetgeen uiteindelijk leidt tot de kansdichtheidsfunctie van de achteruitgang van de kruin van de zanddam. Wanneer vervolgens een gewenste faalkans van de zanddam kan worden vastgesteld, is te bepalen welke afmetingen de dam minimaal dient te hebben om als "Deltaveilig" te worden gekenschetst. De volgende basisvariabelen worden meegenomen in de berekening:

1. maximale waterstand
2. significante golfhoogte
3. duur stormvloed
4. korreldiameter zand
5. ligging beginprofiel

Opgemerkt wordt dat hiermee niet alle mogelijke variaties in de randvoorwaarden meegenomen zijn.

In een volledige probabilistische berekening moeten eveneens onzekerheden omtrent het al of niet optreden van buistoten en bui-oscillaties, de temperatuur van het zeewater, onregelmatigheden in langsrichting van de dam, aanwezigheid van begroeiing e.d. verwerkt worden. Een dergelijke benadering is echter vrij kostbaar. Bovendien kunnen deze randvoorwaarden niet direkt in het rekenmodel voor duinafslag ingevoerd worden. Omdat de variatie van deze randvoorwaarden relatief van geringe invloed is op het eindresultaat, is het acceptabel slechts bovenstaande vijf variabelen te beschouwen.

In de berekening wordt de nauwkeurigheid van het toegepaste rekenmodel buiten beschouwing gelaten. In hoofdstuk 5 werd reeds aangegeven dat, vanwege het beperkte vergelijkingsmateriaal, geen uitspraak gedaan kon worden over de nauwkeu-

righeid. De gevonden maximale afwijking van de metingen van 3.1% geeft vooralsnog geen aanleiding te veronderstellen dat de nauwkeurigheid van het rekenmodel van significante invloed is op het eindresultaat.

8.3.1 De maximale waterstand

Voor de verdeling van de maximale waterstand ter plaatse van het Friese Wad wordt gebruik gemaakt van de overschrijdingslijn van de hoogwaterstand te Nieuw-Bildt, ontleend aan de getijtafel 1982. Deze overschrijdingslijn is geëxtrapoleerd naar hogere waterstanden en weergegeven in figuur 30. Om rekentechnische redenen is de maximale waterstand verdeeld in 20 klassen. De voorkomkans per klasse is berekend uit de overschrijdingslijn en weergegeven in tabel 11.

maximale waterstand	aantal klassen	kans van voorkomen
+4.90 tot +5.65	9	0.0001
+5.65 tot +6.35	9	0.00001
+6.35 tot +7.10	9	0.000001
+7.10 tot +7.20	3	0.0000001

tabel 11. Schematisatie maximale waterstand

8.3.2 de significante golfhoogte

De golfgroei op de Waddenzee kan goed benaderd worden met de formule van Bretschneider (zie Shore Protection Manual). De golfhoogte-waterstandsrelatie ter plaatse van het Friese Wad kan benaderd worden met een Gaussische verdeling met als parameters (lit.11, figuur 2):

$$E\{H_s\} = 0.244 h + 0.117$$

$$\sigma(H_s) = 0.04 h - 0.05$$

hierin is h de maximale waterstand in m.

8.3.3 De duur van de stormvloed

Het rekenmodel geldt voor een stormvloedsverloop met een top, waarbij het niveau van stormvloedpeil minus een meter gedurende 5 uur wordt overschreden (hoofdstuk 4).

De waterstand tijdens een stormvloed kan opgevat worden als een combinatie van astronomisch getij en windopzet. Het verloop van de windopzet in de tijd op de Waddenzee kan benaderd worden met de relatie (lit.11):

$$s(t) = s(\max) \cos^2(\pi t/D) \quad (26)$$

waarin

$s(t)$ is de windopzet als functie van de tijd in m

$s(\max)$ is de maximale windopzet tijdens een storm

D is de duur van de windopzet in uren

De duur van de windopzet op de Waddenzee blijkt bij benadering Gaussisch verdeeld te zijn met een verwachtingswaarde van 48 uur en een standaarddeviatie van 12 uur (lit.11).

Het verloop van het astronomisch getij ter plaatse van het Friese Wad kan beschreven worden met een sinuskrumme (lit.11).

Een indruk omtrent de grootte van de spreiding in de duur van de stormvloed kan verkregen worden door de volgende combinaties van astronomisch getij en windopzet te beschouwen:

1. combinatie springtij-windopzet van korte duur ($D=36$ u)
2. combinatie gemiddeld tij-windopzet van gemiddelde duur

Deze combinaties zijn in figuur 31 weergegeven. Uit de figuur blijkt dat de maximale waterstand minus een meter bij de eerste combinatie ongeveer een uur langer overschreden wordt dan bij de tweede combinatie. Aangenomen wordt dat dit verschil de orde van grootte aangeeft van de spreiding in de duur van de stormvloed.

De verdeling van de duur wordt Gaussisch verondersteld met een verwachtingswaarde van 5 uur en een standaarddeviatie van 1 uur.

6.3.4 De korreldiameter van het zand

Het benodigde zand voor de dam zal in de Waddenzee worden gewonnen. Een indruk omtrent de spreiding in de korreldiameter D_{50} kan verkregen worden uit de korrelverdeling van enkele boringen in het Danziggat, verricht door het Laboratorium voor Grondmechanica. Een overzicht van de zandwinplaatsen op de Waddenzee is gegeven in figuur 32. De korrelverdelingen van winplaats 302 en 303 zijn weergegeven in bijlage 2. De mediane korreldiameter blijkt bij benadering Gaussisch verdeeld te zijn met een verwachtingswaarde van 125 μ en een standaarddeviatie van 12 μ .

8.3.5 De ligging van het beginprofiel

Het beginprofiel varieert in lengterichting met de hoogte van de kwelder. De hoogte van de kwelder langs de trace-as is om de 250 m opgemeten uit een hoogtekaart van het buitendijkse land, ontleend aan lit.2. De hoogte van de kwelder wordt Gaussisch verdeeld aangenomen met een verwachtingswaarde van 1.31 m+N.A.P. en een standaarddeviatie van 0.08 m.

Om rekentechnische redenen is de Gaussische verdeling van de laatste vier variabelen verdeeld in 5 stappen ter grootte van de standaarddeviatie.

8.4 UITGANGSPROFIEL VAN DE ZANDDAM

In hoofdstuk 8.2 werd reeds aangegeven dat het bezwijkmechanisme, dat ingeleid wordt door erosie van het buitentalud, maatgevend kan zijn mits een geschikte keuze wordt gedaan voor de kruinhoogte en de helling van het binnentalud.

Voor de kruin van de dam wordt een hoogte van 8.0 m+N.A.P. aangehouden. Gaan we uit van een ontwerpwaterstand in de orde van 6 m+N.A.P. en een H_s onder die omstandigheden van ca. 1.5 m, dan is bij de gekozen kruinhoogte de kans op overslag zeer klein (zie tabel 10)

Voor het binnenbeloop wordt een helling van 1:3 aangehouden. Deze waarde ligt in het in hoofdstuk 8.2 aangegeven "veilige" gebied. In aanmerking wordt genomen dat de veiligheid tegen locale instabiliteit in gunstige zin beïnvloed wordt door de afwezigheid van langdurige hoogwaterstanden.

Voor het buitenbeloop is een helling aangehouden van 1:5, een helling die tot nu toe gebruikelijk was bij de verhoging van de Friese zeedijken.

8.5 HET RISICO-NIVEAU

De Deltacommissie beveelt voor de zeekeringen langs de Nederlandse kust een bepaald ontwerppeil aan. Het ontwerppeil is afgeleid van het basispeil. Het basispeil is de waterstand met een overschrijdingsfrequentie van 1:10.000 per jaar. Voor de kust van de Friese vaste wal bedraagt dit peil gemiddeld 5.70m+N.A.P. De economische reductie bedraagt volgens het Deltarapport (lit.9) voor Friesland 0.30m en 0.20 m. De scheiding ligt op de grens van wel en geen slaperdijken.

Als gevolg van de inpoldering krijgt de oude zeedijk de functie van slaperdijk. Voor de hoofdwaterkering geldt dan een economische reductie van 0.30 m. Het ontwerppeil is daarmee bepaald op 5.40 m+N.A.P.; dit peil heeft een overschrijdingsfrequentie van $2.5 \cdot 10^{-4}$ per jaar.

Voor het ontwerp van een zanddam wordt afgeweken van bovenstaande filosofie. De probabilistische methode gaat namelijk uit van de kans op bezwijken, uitgaande van de sterkten en belastingparameters en hun kansdichtheidsfunctie. De bezwikkans kan in de geest van het rapport van de Deltacommissie gepast worden door te veronderstellen dat het door de Deltacommissie voorgestelde ontwerppeil lager is dan het bezwijkpeil. Een redelijke doorbreekkans wordt verkregen door uit te gaan van een overschrijdingsfrequentie van $1 \cdot 10^5$ per jaar. In de geest van het Deltarapport betekent dit dat voor een zanddam, als hoofdwaterkering in een slaper-wakersysteem aan de Friese Waddenkust, een toelaatbare faalkans van $2.5 \cdot 10^5$ per jaar aangehouden kan worden.

8.6 EEREKENING ONTWERPKRUINBREEDTE

Uitgaande van de kansdichtheidsfuncties van de basisvariabelen, beschreven in hoofdstuk 8.3, en een uitgangsprofiel, zoals beschreven in hoofdstuk 8.4, is met behulp van het rekenmodel, beschreven in hoofdstuk 4, de overschrijdingslijn van de teruggang van de kruin van de zanddam berekend.

Uit deze overschrijdingslijn, weergegeven in figuur 33, blijkt dat, uitgaande van een faalkans van $2.5 \cdot 10^5$ per jaar, een minimale kruinbreedte van 34 m vereist is (zie figuur 37).

Hoofdstuk IX

LANGSTRANSPOORT TIJDENS SUPERSTORMVLOED

9.1 INLEIDING

Naast zandtransport in de richting loodrecht op de kust treedt veelal ook transport op in de richting langs de kust. Langstransport kan worden veroorzaakt door schuin invallende golven en stroming onder invloed van wind en getij. Als gevolg van een gradient in het langstransport kan verlies van zand in langsrichting optreden, waardoor gevaar voor extra afslag ontstaat.

De zanddam bestaat uit een recht deel en een gebogen deel, zie figuur 34. Ten aanzien van het te verwachten dwars- en langstransport kan het volgende opgemerkt worden:

dwarstransport

Onderzoek in een driedimensionaal model heeft uitgewezen dat bij een gegeven golfhoogte vlak buiten de brekerzone de golf-

invalsrichting geen significante invloed heeft op de hoeveelheid duinafslag (lit.20). Veronderstellen we dat het dwarstransport geheel beheerst wordt door het duinafslagproces, dan betekent dit dat het dwarstransport voor het rechte en het gebogen deel van de dam bij benadering gelijk is. De berekende teruggang van de kruin in hoofdstuk 8.6 is dan maatgevend voor het dwarstransport voor het gehele trace.

langstransport

Voor het rechte deel bestaat, door het ontbreken van een gradient, geen gevaar voor erosie door langstransport. Voor dit deel is dientengevolge de erosie door dwarstransport maatgevend en kan volstaan worden met de eerder berekende minimum kruinbreedte.

Voor het gebogen deel treedt naast dwarstransport een gradient in het langstransport op als gevolg van een veranderende golfinvalshoek. Getracht zal worden de orde van grootte te bepalen van de optredende gradienten tijdens superstormvloed en het effect hiervan op de mate van teruggang van de kruin.

Voor de berekening van het langstransport wordt gebruik gemaakt van het NLIJN-computerprogramma, dat beschreven wordt in hoofdstuk 9.2.

9.2 TOEGEPASTE REKENMODEL

9.2.1 Beschrijving

Voor de berekening van het langstransport is een computer-programma, genaamd NLIJN gebruikt. Met dit programma kunnen de morfologische veranderingen worden berekend in een kustgebied onder invloed van getij en golfgedreven stroming. Voor dit onderzoek is alleen gebruik gemaakt van het gedeelte van het programma, dat het totale langstransport in een raai berekent.

In het model wordt de waterbeweging binnen een transportraai opgelost door alleen de impulsvergelijking in langsrichting te beschouwen. Daarbij wordt alleen rekening gehouden met de door golven en stroming veroorzaakte bodemschuifspanning, de aandrijvende kracht door golven en het getijverhang. Aangenomen wordt dat de variatie van de golfomstandigheden in langsrichting gering is, zodat voor de berekening van de aandrijvende kracht alleen met de schuifspanningscomponent van de stralingsdruk rekening gehouden hoeft te worden. Hierbij wordt voor de verdeling van de onregelmatige golven binnen de brekerszone uitgegaan van de theorie van Battjes. Op de verdeling van de langsstroom wordt nader ingegaan in appendix 1.

Het getijverhang wordt bepaald door ervan uit te gaan dat er geen dwarsverhangen optreden, zodat in een doorsnede loodrecht op de kust de waterspiegel horizontaal is. De sedimenttransporten in langsrichting worden berekend met de formule van Bijker (zie appendix 1).

Voor de berekening wordt het kustgebied geschematiseerd door middel van een aantal dwarsdoorsneden op onderlinge afstand x . In deze dwarsdoorsnede is de ligging van de dieptelijnen ten opzichte van een referentie-as bekend. De bodem van het beschouwde gebied dient continu aflopend geschematiseerd te worden.

Voor een gedetailleerde beschrijving van het NLIJN-model wordt verwezen naar lit.19.

9.2.2 Discussie berekeningsmethode

Het langstransport wordt berekend met behulp van de transportformule van Bijker voor geschematiseerde stormvloedomstandigheden.

De toepasbaarheid van de Bijkerformule voor een situatie met duinafslag is echter discutabel. Uit observatie van het afslagproces in het model en in de natuur wordt de indruk verkregen, dat het breken van de golven een belangrijke rol speelt bij het losmaken en in suspensie brengen van het zand. Dit effect wordt bij de Bijkerformule niet in rekening gebracht. Met name de grootte van de zandconcentratie volgens de Bijkerformule wijkt nogal af van de situatie, die optreedt bij het breken van golven.

Dit wordt ondersteund door metingen van de zandconcentratie tijdens duinafslagproeven in de Deltagoot en de Scheldegoet. Deze hebben uitgewezen dat de Bijkerformule de zandconcentratie met een factor 5 à 10 onderschat (lit.18).

Momenteel zijn er geen formules beschikbaar, die een betere benadering geven van de zandconcentratie tijdens duinafslag.

Om enigszins tegemoet te komen aan de onzekerheid in de grootte van het berekende langstransport wordt bij de berekening van de extra teruggang van de kruin van de zanddam uitgegaan van een gereduceerde actieve zone, zie figuur 41. In plaats van een hoogte van de actieve zone van 6.7m wordt gerekend met een hoogte van 3.6m, hetgeen de extra teruggang van de kruin met een factor 2 vergroot. Voor de bodemruwheid van het afslagprofiel wordt een waarde van 0.02m aangehouden. Deze waarde geeft de beste overeenstemming tussen het gemeten en berekende zandtransport (lit.18).

9.2.3 Invoergegevens

De relevante invoergegevens zijn te onderscheiden in:

algemene invoergegevens

- aantal profieldoorsneden
- afstand tussen de profieldoorsneden
- aantal dieptelijnen
- verticale afstand tussen twee opeenvolgende dieptelijnen
- D50: 50% korreldiameter
- D90: 90% korreldiameter
- bodemruwheid

bodemschematisatie

per profieldoorsnede de afstand van de verschillende dieptelijnen ten opzichte van de referentielijn.

golfgegevens

- golfperiode
- root mean square golfhoogte op diep water per transportdoorsnede
- hoek van golfinval op diep water per transportdoorsnede
- brekingsindex

getijgegevens

- getijwaterstand t.o.v. de gemiddelde waterstand
- horizontaal getijverhang per transportdoorsnede

9.3 BESCHRIJVING TOEGEPASTE SCHEMATISATIE

9.3.1 Algemene invoergegevens

Het gebogen trace van de zanddam is geschematiseerd in 7 vakken met een lengte van 225 m, zie figuur 35, met doorsneden, die genummerd zijn van 1-8. De dieptelijnen van het bodemprofiel worden geacht evenwijdig te lopen aan het damtrace.

Voor de D50 van het zand wordt een waarde van 125 mu aangehouden, zijnde de verwachtingswaarde uit de boringen, beschreven in hoofdstuk 8.3.4. Deze boringen geven geen informatie over de D90 van het zand. Morphologisch onderzoek van het Amelander wantij geeft aan dat de D90 van het bodemmateriaal in de orde van 190 mu ligt (lit.4). Voor de bodemruwheid van het afslagprofiel wordt, conform het gestelde in hoofdstuk 9.2.2, een waarde van 0.02 m aangehouden.

9.3.2 Bodemschematisatie

Als bodemschematisatie wordt het afslagprofiel ingevoerd, dat maatgevend is voor superstormomstandigheden. Dit afslagprofiel is berekend met behulp van het rekenmodel voor duinafslag. De in het rekenmodel ingevoerde significante golfhoogte en stormvloedpeil zijn op deterministische wijze bepaald. Daartoe is voor verschillende combinaties van Hs en stormvloedpeil de teruggang van de kruin van de zanddam berekend.

De significante golfhoogte op het Friese Wad kan benaderd worden met de formule van Bretschneider (lit.11). Voor stormvloedomstandigheden kan daarbij gebruik gemaakt worden van de relatie tussen stormvloedpeil en windsnelheid, zoals deze in lit.11 afgeleid is voor het Friese Wad (figuur 36). Uitgaande van een gemiddelde bodemligging van 0.70 m-N.A.P. en een strijklengte in noordwestelijke richting van 15 km zijn een aantal combinaties van stormvloedpeil en Hs en de bijbehorende teruggang van de kruin berekend (zie tabel 12).

stormvloedpeil	Hs	teruggang kruin zanddam
m tov NAP	m	m
4.95	1.59	18.0
5.02	1.61	19.0
5.13	1.65	20.9
5.26	1.69	23.0
5.37	1.72	24.7
5.52	1.77	27.3
5.66	1.81	29.7
5.74	1.84	31.2
5.83	1.86	32.7
5.98	1.91	35.5
6.08	1.94	37.4
6.25	1.99	40.6
6.38	2.03	43.1

tabel 12. Teruggang kruin als functie van het stormvloedpeil en de significante golfhoogte

Uit de tabel volgt dat een teruggang van 34 m verwacht kan worden tijdens een stormvloed met een stormvloedpeil van 5.90 m+N.A.P. en een significante golfhoogte van 1.88 m. Het bijbehorende afslagprofiel is weergegeven in figuur 37.

9.3.3 Golfgegevens

Het onregelmatige golfveld wordt gekenmerkt door een spectrale piekperiode T , een root mean square golfhoogte H_{rms} en een hoek van golfinval op diep water.

Voor de benadering van de piekperiode wordt gebruik gemaakt van de empirische relatie $T_s = 0.9 f_m$, waarin T_s de significante golfperiode en f_m de spectrale piekfrequentie voorstelt. Uit de formule van Bretschneider volgt voor T_s een waarde van 5.3 s. Toepassing van bovenstaande relatie leidt dan tot een piekperiode van ca. 6 s.

Uitgaande van een smal spectrum is de golfhoogte bij benadering Rayleigh-verdeeld (Longuet-Higgins, 1952). Dan geldt de relatie $H_s = 1.41 H_{rms}$.

Met behulp van de lineaire golftheorie en $H_s = 1.88$ m wordt dan voor H_{rms} een waarde gevonden van 1.45 m.

De golfrichting wordt verondersteld overeen te komen met de heersende windrichting. In werkelijkheid is dit niet zo; het grillige geulenpatroon maakt een andere benadering echter onuitvoerbaar. Conform de aanbeveling van COW wordt voor superstormcondities een maatgevende windrichting van 315° t.o.v. het Noorden aangehouden.

Als gevolg van verschillen in Fetch en refractie zullen de golfomstandigheden variëren langs de zanddam. Omdat slechts een orde-grootte benadering van de optredende langstransportgradiënten mogelijk is (zie hoofdstuk 9.2.2), is de aanname van een constante golfrandvoorwaarde langs de dam acceptabel.

Voor de brekingsindex wordt een waarde van 0.8 aangehouden. Deze waarde wordt in het algemeen voor duinkusten toegepast.

9.3.4 Getijgegevens

Tijdens stormvloed komt in het algemeen naast getijstroom een windgedreven stroming voor. Bij toenemende windsnelheid zal de getijinvloed een ondergeschikte rol spelen.

Uit stroommetingen op het Amelander Wantij in 1973 (lit.4) is gebleken dat bij windsnelheden groter dan 12 m/s de stroomrichting door de heersende windrichting wordt bepaald. Uit deze metingen kon echter geen bruikbare relatie tussen wind en waterbeweging worden afgeleid.

Vaak wordt voor de benadering van de verhoogde stroomsnelheden ten gevolge van wind gebruik gemaakt van de formule van Bretschneider, zie appendix 2. Stroommetingen bij IJmuiden en Terschellingerbank hebben aangetoond dat deze formule een goede indruk geeft van de orde-grootte van de langsstroomsnelheid ten gevolge van wind.

Uitgaande van een stormvloedpeil van 5.90 m+N.A.P., een windsnelheid van 34.5 m/s (uit figuur 36.) en een maatgevende windrichting van 315° t.o.v. het Noorden wordt met behulp van de formules 42, 43, 44 en 45 een gemiddelde langsstroomsnelheid verkregen van 1.09 m/s. Zoals aangegeven in hoofdstuk 9.4 wordt de windstroming alleen voor het rechte trace (vanaf doorsnede 8-9 in figuur 37) in rekening gebracht. In het rekenprogramma moet het verhang worden ingevoerd. Dit kan benaderd worden met behulp van de formule van Chezy.

De stroomsnelheid langs de dam wordt constant verondersteld. Door het grillige geulenpatroon is een variatie in de stroomsnelheid langs de dam moeilijk te beschrijven. Bovendien wordt met de formule van Bretschneider slechts een orde-grootte bepaling verkregen.

9.4 RESULTAAT BEREKENING

Met behulp van het NLIJN-programma is een langtransportberekening uitgevoerd. Daartoe is het gebogen deel van de zanddam geschematiseerd in 7 vakken, zie figuur 37. De doorsneden zijn genummerd van 1-8.

In de eerste doorsnede wordt het water- en zandtransport dwars op de oude dijk nul verondersteld. Het is mogelijk dat, als gevolg van stroming langs de dijk, wel zandtransport optreedt. Hierop wordt niet verder ingegaan.

In het gebogen deel wordt geacht zandtransporten op te treden, die alleen het gevolg zijn van golfgedreven stroming. Wat de windstroming betreft, wordt de Waddenzee beschouwd als een bassin, waarin een windgedreven stroming langs de kust plaatsvindt. Indien aangenomen wordt dat geringe discontinuïteiten in de kustlijn niet gevolgd worden door de stroming behoeft alleen voor het rechte deel windgedreven stroming in rekening gebracht te worden.

Onder invoering van de schematisaties, beschreven in hoofdstuk 9.3, is per transportdoorsnede het langtransport berekend en weergegeven in tabel 13. Tevens is in de tabel de gradient berekend uit het verschil in langtransport tussen naastliggende doorsneden.

Voor de berekening van de te verwachten gradient tijdens superstormvloed wordt uitgegaan van een effectieve stormduur van 5 uur. Deze schematisatie is ontleend aan de veronderstelling dat het maatgevende langtransport in hetzelfde tijdsbestek plaatsvindt als de duinafslag (Uit modelproeven werd geconstateerd dat de duinafslag na 5 uur met vaste waterstand ongeveer overeenkomt met de totale duinafslag tijdens een stormvloed).

Bij golfhoogten onder superstormomstandigheden zal de

reageerlengte ongeveer overeenkomen met de gekozen vaklengte van 225 m (reageerlengte is ca. 100-175 maal de brekerdiepte). De aldus berekende gradient per strekkende meter damlengte wordt eveneens weergegeven in tabel 13.

	doorsnede zandtransport		gradient in het zandtransport	
	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /5u	m ³ /m'/5u
	0.0			
1	0.179	-0.179	-3222	-14.3
2	0.210	-0.031	- 558	- 2.5
3	0.205	+0.005	+ 90	+ 0.4
4	0.162	+0.043	+ 774	+ 3.4
5	0.090	+0.072	+1300	+ 5.8
6	0.0	+0.090	+1616	+ 7.2
7	0.075	+0.075	+1350	+ 6.0
8	0.198	+0.123	+2214	+ 9.8
9	0.198	+0.0		

tabel 13. langtransport tijdens superstormvloed

negatieve gradient : aanzanding
positieve gradient : erosie

doorsnede 1-8: gebogen trace
doorsnede 8-9: eerste raai van rechte trace

Uit de tabel blijkt dat de verwachte erosie van het gebogen damgedeelte tijdens superstormvloed maximaal 9.8 m³/m' bedraagt. Deze erosie treedt op in het gebied vanaf het duinfront tot aan de rand van de verspreidingszone, de zgn. actieve zone, en heeft extra duinafslag tot gevolg. De berekende verdeling van het langtransport over de actieve zone wordt per doorsnede weergegeven in figuur 38. De hoogte van de actieve zone is 3.6 m bij een kruinhoogte van 8.0 m+N.A.P. en een verspreidingsdiepte van 1.5 m beneden stormvloedpeil van 5.90 m+N.A.P. Voor de extra teruggang

van de kruin van de zanddam wordt op deze wijze een waarde gevonden van ca. 3 m. De gevolgde berekeningswijze wordt schematisch weergegeven in figuur 41.

Hoofdstuk X

ZANDVERLIES TIJDENS LAGERE STORMVLOEDEN

Wanneer we een uitspraak willen doen omtrent het totaal te verwachten zandverlies, dan dient naast zandverlies tijdens superstormvloed tevens het zandverlies tijdens lagere stormvloeden in beschouwing te worden genomen.

Een eventuele erosie kan optreden door langs- en dwarstransport, afhankelijk van het golf- en waterstandsregime op het Friese Wad. In tabel 14 is het gemiddeld aantal hoogwaters aangegeven, dat per jaar de aangegeven peilen op het Friese Wad bereiken of overschrijden. Hieruit blijkt dat de voet van de zanddam, welke gemiddeld op een hoogte van 1.31 m+N.A.P. ligt, gemiddeld door 24 tot 81 hoogwaters per jaar bereikt of overschreden wordt.

peil in m N.A.P.	Fj
N.A.P.	705
+ 0.2	700
+ 0.5	630
+ 1.0	223
+ 1.2	81
+ 1.5	24
+ 2.0	4

tabel 14. Gemiddeld aantal hoogwaters per jaar (Fj) dat de aangegeven peilen bereiken of overschrijden (ontleend aan lit.2)

Zandverlies zal pas dan optreden, indien er sprake is van verhoogde waterstand en lokaal opgewekte golven. Het onder die omstandigheden optredende dwarstransport heeft erosie van het buitentalud tot gevolg. De verspreiding van het zand in dwarsrichting kan in beeld gebracht worden door enkele duinafslagberekeningen uit te voeren. Hiervoor is gebruik gemaakt van het rekenmodel voor duinafslag, beschreven in hoofdstuk 4. De ingevoerde golf- en waterstandsomstandig-

heden zijn vermeld in tabel 15.

stormvloedpeil	overschrijdingsfrequentie	Hs
m t.o.v.N.A.P	HW/jaar	m
+ 3.40	0.1	0.95
+ 2.70	0.5	0.78
+ 2.00	4	0.56

tabel 15. golf- en waterstandconditie tijdens beschouwde stormvloeden

In tabel 15 is de aangegeven Hs de verwachtingswaarde van de significante golfhoogte, bepaald uit de golfhoogte-waterstandsrelatie in figuur 2.

Het duinafslagmodel is afgeleid voor waarden van Hs tussen 1.5m en 2m. Aangenomen wordt dat, na aanpassing van de relatie tussen de golfhoogte en de duinvoetheogte (voor golfhoogten < 1.5 m is de relatie, weergegeven in figuur 12, ingevoerd), het opgestelde rekenmodel ook geldig is voor de berekening van bovenvermelde lagere stormvloeden.

Het resultaat van de duinafslagberekeningen is grafisch weergegeven in figuur 39. Uit de berekende afslagprofielen blijkt, dat er een tijdens lagere stormvloeden een verspreiding van het zand van het buitentalud in dwarsrichting te verwachten is. Echter zolang het verspreide zand binnen het verwachte afslagprofiel tijdens superstorm blijft, kan niet van een zandverlies gesproken worden.

Uit de berekende afslagprofielen is een gemiddeld afslagprofiel geschat. Dit profiel is in figuur 39 met een gestreepte lijn aangegeven. De te verwachten verspreidingsafstand kan nu geschat worden door het gemiddelde profiel te extrapoleren naar het kwelderpeil. Uit de figuur blijkt dat de aldus verkregen verspreiding binnen het afslagprofiel tijdens superstorm ligt. Op grond hiervan wordt verondersteld dat het zandverlies door dwarstransport tijdens lagere stormvloeden nihil is.

Wat betreft het langstransport tijdens lagere stormvloeden treedt alleen voor het gebogen deel van de zanddam een gradient op. Het langstransport kan op dezelfde wijze als in hoofdstuk 9 berekend worden met het programma NLIJN.

In het programma wordt als bodemschematisatie het gemiddelde afslagprofiel ingevoerd, zoals dat afgeleid is uit de dwarstransportberekening (zie figuur 39, gestreepte lijn).

Als golf- en waterstandsschematisatie wordt aangenomen dat het langtransport als gevolg van een onregelmatig golfveld uit noordwestelijke richting met een H_s van 0.56 m en een \hat{T} van 3.5 s bij een stormvloedpeil van 2.0 m+N.A.P. maatgevend is voor het te verwachten totale langtransport tijdens lagere stormvloeden. Bij een lagere waterstand en golfhoogte is de duinafslag van weinig betekenis; er wordt weinig zand in suspensie gebracht, waardoor het langtransport gering zal zijn. Bij een hogere waterstand is de kans van voorkomen te klein om maatgevend te kunnen zijn. De stroming ten gevolge van wind en getij wordt voor deze lage waterstanden verwaarloosbaar geacht.

Bij de berekening van het langtransport tijdens superstormvloed werd reeds aangegeven dat de duur, waarin de maximale waterstand minus een meter bereikt of overschreden wordt, maatgevend is. Indien de waterstand samengesteld gedacht wordt uit een gemiddeld getij en een windopzet met een gemiddelde duur van 48 uur (lit.11), dan kan uit het waterstandsverloop afgeleid worden dat de maximale waterstand van 2.0 m+N.A.P. minus een meter, gedurende 5.7 uur bereikt of overschreden wordt.

Uit de overschrijdingslijn van de hoogwaterstanden (figuur 30) volgt dat een stormvloedpeil van 2.0 m+N.A.P. ca. 1.5 maal per jaar voorkomt.

Hieruit volgt dat de maximale waterstand minus een meter jaarlijks gedurende $1.5 \times 5.7 = 8.6$ uur bereikt of overschreden wordt.

De resultaten van de langtransportberekening per transportdoorsnede zijn weergegeven in tabel 16. De aangehouden raaischematisatie is weergegeven in figuur 35.

Uit tabel 16 blijkt dat een maximale langtransportgradient van 54.8 m³/jaar verwacht kan worden. Uitgaande van een reageerlengte van 100-175 maal de brekerdiepte, overeenkomende met een reageerlengte van 90-160 m, leidt dit tot een maximale erosie per strekkende meter damlengte van 0.34-0.61 m³/m² per jaar.

Erosie van het buitentalud tijdens lage stormvloeden veroorzaakt onder superstormomstandigheden een extra afslag. Uitgaande van een actieve zone van 3.6 m (zie hoofdstuk 9.4) kan de verwachte extra teruggang van de kruin van de zanddam worden berekend. In tabel 17 is de verwachte erosie en extra teruggang van de kruin voor een verschillend aantal jaren berekend.

doorsnede	zandtransport	gradient in zandtransport	
	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /jr
1	0.0	-0.00430	-133.1
2	0.00430	-0.00032	- 9.9
3	0.00462	+0.00038	+ 11.8
4	0.00424	+0.00098	+ 30.3
5	0.00326	+0.00149	+ 46.4
6	0.00177	+0.00177	+ 54.8
7	0.0	+0.00147	+ 45.5
8	0.00147	+0.00135	+ 41.8
9	0.00282	+0.0	
	0.00282		

tabel 16. maatgevende langstransport tijdens lagere stormvloed

negatieve gradient : aanzanding
 positieve gradient : erosie

doorsnede 1-8: gebogen trace
 doorsnede 8-9: eerste raai van rechte trace

periode	erosie buitentalud	verwachte extra teruggang van de kruin tijdens superstormvloed
jaar	m ³ /m ²	m
1	0.34-0.61	0.1-0.2
10	3.4- 6.1	0.9-1.7
20	6.8-12.2	1.9-3.4
30	10.2-18.3	2.7-5.1
40	13.6-24.4	3.6-6.8
50	17.0-30.5	4.5-8.5

tabel 17. verwachte extra teruggang van de kruin tijdens superstormvloed als gevolg van erosie van het buitentalud tijdens lagere stormvloed

Zoals blijkt uit hoofdstuk 9 en 10 treedt zandverlies t.g.v. langstransport slechts op voor het gebogen damgedeelte. Aan het zandverlies wordt tegemoetgekomen door dit damdeel breder uit te voeren. Een alternatief is, het gebogen deel als vaste dam uit te voeren, b.v. als groene dijk.

In dat geval moet rekening gehouden worden met zandverlies t.p.v. de overgang groene dijk-zanddam als gevolg van een langstransportgradient van 0.198 m³/s (zie tabel 13, dsn.8-9) tijdens superstormvloed en een gradient van 0.00282 m³/s t.g.v. lagere stormvloeden (tabel 16, dsn.8-9), hetgeen overeenkomt met een extra teruggang van de kruin van 18.5m.

Hoofdstuk XI

DIMENSIONERING VAN DE ZANDDAM

Met behulp van de verkregen resultaten van de dwars- en langtransportberekening kunnen nu de afmetingen van de zanddam vastgesteld worden.

Uit de dwarstransportberekening volgt dat een zanddam met een buitenbeloop van 1:5, een kruinhoogte van 8.0 m+N.A.P. en een kruinbreedte van 34 meter als "Deltaveilig" kan worden gekenschetst.

Voor het rechte damtrace behoeft geen rekening gehouden te worden met zandverlies als gevolg van langtransport.

Voor het gebogen damtrace blijkt dat ten gevolge van een langtransportgradient een extra teruggang van de kruin verwacht moet worden van ca. 3 meter.

Bovendien treedt bij lagere stormvloeden erosie t.g.v. langtransport van het buitentalud van de dam op, waardoor wederom een extra teruggang onder superstormomstandigheden verwacht kan worden. De in rekening te brengen hoeveelheid zandverlies en bijbehorende extra teruggang hangt af van de gekozen onderhoudstermijn.

In dit verband wordt erop gewezen dat ten alle tijde rekening gehouden moet worden met het gegeven dat de hoeveelheid duinafslag blijft toenemen in de tijd, m.a.w. indien na een bepaalde stormvloed met veel duinafslag weer eenzelfde stormvloed optreedt, zal een extra duinafslag optreden, met als gevolg een extra teruggang van de kruin tijdens superstormvloed.

Na hoge stormvloeden, waarbij een gedeelte (b.v. de helft) van de kruin afgeslagen wordt, dient derhalve een onderhoudsbeurt plaats te vinden. Onderhoud van de zanddam houdt in, dat het zand, dat zich vanuit het gebogen trace afgezet heeft nabij de oude zeedijk (doorsnede 1 in figuur 35) en de veerdam, weer in het profiel gebracht wordt.

Uit tabel 17 volgt dat voor een onderhoudstermijn van 50 jaar, wat gebruikelijk is bij waterbouwkundige werken, een "Deltaveilige" kruinbreedte van 45.5 meter aangehouden moet worden.

Het binnenbeloop van de dam wordt onder een helling van 1:3 uitgevoerd en kan, uit het oogpunt van landschapsbehoud, bekleed worden met een kleilaag (0.5 m dik), een laag teelaarde en een grasmatt. De landwaartse zijde van de dam krijgt hierdoor dezelfde aanblik als de "groene" dam, beschreven in hoofdstuk 7.2.

Voor de bescherming van de kleilaag tegen afdrinking tijdens hoge waterstanden dient dan wel een drainage aangebracht te

worden, zodat een ongestoorde uittreding van het kwelwater kan plaatsvinden.

Het zandlichaam wordt direkt op de kwelder aangebracht. Eventuele zettingen kunnen op eenvoudige wijze waargenomen en aangevuld worden.

Voor de bescherming van het zand tegen wind wordt de dam voorzien van een begroeiing (struiken o.i.d.).

Hoofdstuk XII

KOSTENBESCHOUWING

12.1 ALGEMEEN

Het grootste deel van de kosten van een waterkering wordt gemaakt tijdens de uitvoering van het werk. De ontwerpkosten vormen slechts een ondergeschikte post van het totaal.

Een belangrijk uitvoeringsaspect zijn de omstandigheden, waaronder de waterkering gemaakt moet worden. De hoogte van de kwelder ter plaatse van het damtrace ligt gemiddeld op 1.3 m+N.A.P. Uit tabel 14 volgt dat een hoogwaterstand van 1.5 m+N.A.P. slechts 24 maal per jaar overschreden wordt, hetgeen inhoudt dat, indien de uitvoering in het zomerseizoen plaatsvindt, het werk grotendeels in de droge gemaakt kan worden.

Het benodigde zand wordt in de Waddenzee gewonnen. Indien de zandwinplaatsen niet te ver verwijderd zijn uit de kust, kan het zand rechtstreeks door middel van een persleiding op het werk worden gespoten. Op de zandwinning wordt nader ingegaan in hoofdstuk 13.

Voor een kostencomputatie is een gedetailleerde omschrijving van de uitvoering noodzakelijk. Het doel is slechts een kostenvergelijking te maken tussen de zanddam en de "groene" dijk uit het bestaande plan.

Wanneer uitgegaan wordt van:

- identieke uitvoering van het binnentalud
- identieke inrichting van het binnendijkse gebied
- identieke 'overhead'kosten van het project

dan kan voor een globale vergelijking volstaan worden met een materiaalkostenbeschouwing van de zanddam resp. groene dijk.

Voor de dijkverzwaringen aan de Friese Waddenkust werd de kostprijs van Waddenzeezand begroot op f 3.65 a f 5.80 per m³, afhankelijk van de winplaats. De kostprijs van plaatselijk resp. elders gewonnen klei werd geraamd op f 5.- en f 13.- per m³.

Echter bij de aanbesteding van een dijkvak begin 1983 bleek de marktprijs van zand f 2.50/m³, hetgeen aanzienlijk lager is dan de calculatieprijs. De marktprijs van klei bleek ongeveer overeen te komen met de geraamde prijs (bron: Waterschap Fryslan).

Voor de berekening van de kostprijs van een strekkende meter waterkering wordt uitgegaan van bovenvermelde marktprijzen.

12.2 KOSTPRIJS GROENE DIJK PER M

Voor een beschrijving van de opbouw van de groene dijk wordt verwezen naar hoofdstuk 7.2. Een dwarsdoorsnede van de groene dijk is weergegeven in figuur 40.

De benodigde hoeveelheid klei voor de bekleding kan niet in zijn geheel plaatselijk worden gewonnen. Per strekkende meter kan ongeveer 24 m³ plaatselijk worden gewonnen. Uit figuur 24 is de volgende inhoud per m' berekend:

zandkern (incl. 10% verlies): 243 m³

klei (incl. 10% verlies)

- plaatselijk te winnen: 24 m³

- elders te winnen : 55 m³

Uitgaande van de kostprijzen uit hoofdstuk 12.1 leidt dit tot een kostprijs van de groene dijk van f 1443,- per m'. Dit bedrag kan nog vermeerderd worden met de kosten van teelaarde en een grasmatt en de eventuele aanleg van een groensteenbekleding.

12.3 KOSTPRIJS ZANDDAM PER M

Voor de inhoudsberekening wordt uitgegaan van de afmetingen van de dam, zoals beschreven in hoofdstuk 10 en weergegeven in figuur 40.

Voor het rechte trace met een lengte van ca. 12 km is, inclusief 10% verlies, 448 m³ zand per m' benodigd.

Voor het gebogen trace met een lengte van 1575 m hangt de benodigde hoeveelheid af van de gekozen onderhoudstermijn. Voor een termijn van 50 jaar is, inclusief 10% verlies, een hoeveelheid van 532 m³ per m' benodigd.

Uitgaande van een marktprijs van f 2.50/m³ leidt dit tot een kostprijs van f 1120,-/m' voor het rechte trace en f 1330,-/m' voor het gebogen trace.

Deze prijs kan nog vermeerderd worden met de kosten van een kleilaag, teelaarde, grasmatt, drainage en struiken. De kostprijs van een kleilaag op het binnenbeloop bedraagt f 60,-/m', indien de klei plaatselijk kan worden gewonnen en f 156,-/m', indien de klei elders moet worden gewonnen.

12.4 VERGELIJKING KOSTPRIJS ZANDDAM EN GROENE DIJK

Door de kostprijs per strekkende meter te vermenigvuldigen met de tracelengte wordt de totale kostprijs verkregen:

kostprijs groene dijk : f 19.6 miljoen

kostprijs zanddam : f 15.5 miljoen

De bovenstaande kostprijs van de zanddam is exclusief een kleibekleding op het binnenbeloop. Toepassing van een kleilaag verhoogt het bovenvermelde bedrag met maximaal 2.1 miljoen gld.

Uit de globale berekening blijkt dat qua materiaalkosten een zanddam goedkoper is dan een groene dijk. De bovenvermelde kostprijs van de zanddam geldt voor een onderhoudstermijn van 50 jaar. Indien een kortere termijn wordt gekozen is een kleinere reserve strook benodigd en kan de kostprijs dien-tengevolge lager worden.

Een kostenanalyse, waarbij de onderhoudskosten en de uitvoeringskosten van beide alternatieven tegen elkaar afgewogen worden, moet uitmaken welk alternatief financieel het meest aantrekkelijk is. Dan kan tevens een uitspraak gedaan worden over de aan te houden onderhoudstermijn. Hier wordt niet verder op ingegaan; wellicht is dit stof voor een vervolgstudie.

Hoofdstuk XIII

ZANDWINNING OP DE WADDENZEE

Het benodigde zand voor de dam wordt in de Waddenzee gewonnen. Voor de zandwinning kan dezelfde werkwijze aangehouden worden als gebruikelijk was bij eerder uitgevoerde buitendijkse verzwarings van de bestaande zeedijk. In verband met de ongunstige ervaring van de zandwinproducties op de Waddenzee worden door de aannemers in plaats van profielzuigers ookwel cutterzuigers ingezet. Hierdoor is de zandwinproductie min of meer gegarandeerd, hetgeen het werkschema ten goede komt.

Tot 1972 kon op eenvoudige wijze via het Baggerreglement vergunning voor het winnen van zand op de Waddenzee worden verkregen. Daardoor konden aan de aannemers vlak voor het uit te voeren dijkvak gelegen zandwinplaatsen, op minimaal 300 m uit de wal, worden aangewezen.

In 1972 trad de Ontgrondingenwet in werking, waardoor voor elke dijkverhoging ten behoeve van de zandwinning een ontgrondingsvergunning moet worden aangevraagd. Van de aanvraag wordt in de plaatselijke pers melding gemaakt, waarbij staat aangegeven dat de aanvraag ter visie ligt en dat binnen 30 dagen tegen de aanvraag bezwaar kan worden gemaakt. De tegen zandwinning op de Waddenzee aangevoerde bezwaren kunnen als volgt worden samengevat:

1. het gewonnen zand wordt in onvoldoende mate vanuit de Noordzee aangevoerd, zodat een verdieping van de Waddenzee het gevolg is, dan wel deze aanvoer vindt plaats, doch gaat ten koste van de buitendelta's van de Zeegaten en de Noordzeekust van de eilanden.
2. de zandwinning welke geconcentreerd op enkele plaatsen plaatsvindt -verhoudingsgewijs zijn slechts enkele delen van de Waddenzee geschikt of toelaatbaar voor zandwinning- kan ongunstige verstoring geven in het beeld van geulen en platen.
3. voornoemde verstoringen in geulen en platen kunnen leiden tot het verwijderen van bestaande platen en dus van de leven bevattende bovenlaag. De elders wellicht nieuw gevormde plaat zal pas naar verloop van tijd weer een volledige levensgemeenschap kunnen opbouwen. Het winnen van zand in of nabij platen kan bovendien tot gevolg hebben dat grote oppervlaktemechanismen bevattende grond in de omgeving in beweging komt bij het op natuurlijke wijze aanvullen van de ontgrondingskuil.

In 1981 werd een hydrografisch-sedimentologisch en biologisch-ecologisch onderzoek verricht naar de gevolgen van zandwinning op de Waddenzee. De belangrijkste conclusies van dit onderzoek zijn weergegeven in bijlage 3.

Uit het onderzoek is gebleken dat, indien zandwinning in een diepere geul plaatsvindt, er geen verlaging van het omringende platengebied optreedt. Er zijn duidelijke aanwijzingen dat voor de opvulling van de winputten sediment wordt onttrokken aan de aan de Waddenzee grenzende strook van de Noordzeekust en het aangrenzende deel van de Noordzee. Dit heeft kustachteruitgang van de eilanden tot gevolg. Over de grootte van de te verwachten erosie heerst onzekerheid. Daarover zal een vervolgonderzoek uitsluitsel moeten geven.

Voorlopig blijft het contigenteringsbeleid, dat in 1974 ingesteld werd, nog van kracht. Dit beleid houdt in, dat niet meer zand mag worden gewonnen dan blijkt uit ervaringen in een aantal daarvoor liggende jaren zonder aanwijsbare schade voor natuur en milieu werd gewonnen.

Voor de verschillende kombergingsgebieden werd bij deze contigentering voor de eerstvolgende jaren een maximale hoeveelheid te winnen zand per jaar vastgesteld. Deze zandwinning zou bovendien alleen plaats mogen vinden beneden 5 m-N.A.P. Wel werd toegestaan dat zandwinningen ten behoeve van bepaalde dijkverzwaringen kunnen leiden tot incidentele overschrijdingen van het toegestane kwantum in een bepaald kombergingsgebied. Deze overschrijdingen dienen later gecompenseerd te worden door onderschrijdingen.

De zandwinning voor de dam zal plaatsvinden in het kombergingsgebied van het Zeegat van Ameland. Voor dit kombergingsgebied is een contigentering vastgesteld van 630.000 m³ per jaar.

De laatste 13 jaar is in het kombergingsgebied een hoeveelheid zand gewonnen van 2.6 miljoen m³ (lit.23). Dit leidt tot de volgende berekening:

winbaar zand over 13 jaar (13x630.000)	: 8.190.000 m ³
gewonnen zand	: 2.600.000 m ³

onderschrijding volgens contigentering	: 5.590.000 m ³

Volgens het contigenteringsbeleid mag op deze onderschrijding een overschrijding volgen.

Voor de zanddam is een hoeveelheid van 6.2 miljoen m³ zand benodigd. Uitgaande van een toegestane overschrijding van in totaal 5.6 miljoen m³ en een jaarlijkse produktie volgens de contigentering betekent dit dat het benodigde zand geheel in het kombergingsgebied van het zeegat van Ameland gewonnen kan worden.

De jaarlijks aan te besteden damlengte hangt af van de hoeveelheid zand, die in een werkseizoen op het werk kan worden gebracht.

Hoofdstuk XIV

SAMENVATTING EN CONCLUSIES

In 1975 werd door Gedeputeerde Staten van Friesland in het kader van de dijkverhogingen aan de Friese Waddenkust een inpoldering van het buitendijkse land voor het dijkgedeelte tussen Zwarte Haan en de veerdam nabij Holwerd voorgesteld. Uit een groot aantal varianten werd begin 1982 een concessie-aanvraag gedaan voor een inpolderingsplan, dat een compromis vormt tussen het natuurbelang en het economische belang. Als zeewering werd een zgn. groene dijk volgens een trace op ca. 200 m landwaarts van de kweldergrens voorgesteld. Een groene dijk is een dijk met zandkern, die afgedekt is met een kleilaag en een grasmat.

In dit rapport wordt een onderzoek beschreven naar de mogelijkheden van een zanddam als alternatief op de groene dijk. Uitgaande van het te verwachten zandverlies tijdens superstormvloed en lagere stormvloed wordt het zandlichaam gedimensioneerd, waarna een kostenvergelijking met de groene dijk plaatsvindt.

Het verrichte onderzoek valt uiteen in een tweetal delen:

1. Analyse van de duinafslagproeven in de Deltagoot van het W.L.de Voorst en opstelling van een rekenmodel voor duinafslag
2. Het uiteindelijke ontwerp van de zanddam.

1. Analyse van de duinafslagproeven in de Deltagoot

Ter verbetering van de Voorlopige Richtlijn duinafslag tijdens een stormvloed (1972) zijn in de periode 1975-1981 modelproeven op verschillende schaal uitgevoerd. Met behulp van de schaalrelaties bleek het mogelijk de hoeveelheid duinafslag te herleiden naar prototype-omstandigheden. De vorm van het afslagprofiel was als gevolg van schaaffecten niet op directe wijze te herleiden. Met name de positie van de duinvoet bleek sterk afhankelijk te zijn van de schaal waarop de proeven zijn uitgevoerd. Men besloot uit te gaan van een duinvoet op stormvloedpeil. De modelresultaten werden samengevat in een numeriek computermodel genaamd DUROS.

Ter plaatse van het Friese Wad zijn onder superstormomstandigheden golfhoogten te verwachten met een H_s tussen 1 en 2 m en een spectrale piekperiode in de orde van 5-6 sec. Een drietal proeven, uitgevoerd in de Deltagoot van het W.L.de Voorst, zijn van dien aard ($H_s=1.52m$ $T=5.4s$; $H_s=2.0m$

$\hat{T}=7.6s$), dat ze voor superstormomstandigheden op het Friese Wad beschouwd kunnen worden als proeven op ware grootte. De modelresultaten kunnen in dit geval zonder herleiding gebruikt worden. De afwezigheid van schaalears effecten maakt het mogelijk het duinafslagproces nauwkeurig te beschrijven.

Belangrijkste onderzoeksresultaten:

1. Door middel van interpolatie is het afslagprofiel na 5 uur afslag met vaste waterstand bepaald. Dit afslagprofiel is het equivalent van het profiel na een volledig gesimuleerde stormvloed. De afhankelijkheid van de korrelgrootte en de golfhoogte volgt uit de DUROS-schaalrelaties. Het afslagprofiel vanaf de duinvoet tot aan de zeewaartse begrenzing kan dan beschreven worden met de volgende vergelijking:

$$(1.52/Hos)y = 0.3664 [(1.52/Hos)^{1.28} (w/0.02681)^{0.56}x + 7.81]^{0.5} - 1.02$$

waarin

Hos is de significante golfhoogte op diep water

w is de valsnelheid van een korrel D50 in water van 10°C

x is de afstand vanaf de waterlijn

y is de diepte beneden stormvloedpeil

Deze vergelijking blijkt voor $1.5m \leq Hos \leq 2.0m$ een betere benadering te zijn van het gemeten profiel dan het DUROS-model.

2. Tussen de duinvoethoogte en de afslagduur blijkt een exponentieel verband te bestaan. Voor de afhankelijkheid tussen de duinvoethoogte en de golfhoogte is een lineair verband aangenomen, met een geldigheid voor golfhoogten van 1.5-2.0m.
3. Voor het duinfront werd een helling geconstateerd van 1:1 à 2:1, afhankelijk van de hoogte van het duin. Overeenkomstig de DUROS-aanname wordt voor praktijkgevallen uitgegaan van een helling 1:1.
4. Tussen de helling van de zeewaartse begrenzing en de steilheid van het beginprofiel lijkt een correlatie te bestaan. Omdat het verband niet goed vast te stellen is, wordt uitgegaan van een helling 1:10.
5. Door middel van minimalisering van het verschil tussen berekende en gemeten duinafslag boven stormvloedpeil is de maatgevende verspreidingsafstand van het afgeslagen zand tijdens stormvloed bepaald:

$$L = 30 (Hos/1.52)^{1.28} (0.02681/w)^{0.56}$$

Hierin is L de verspreidingsafstand vanaf de waterlijn. Bovenstaande vergelijking komt overeen met een versprei-

dingsdiepte van 0.81Hos. De verspreidingsafstand is bij benadering lineair afhankelijk van de afslagduur.

Uitgaande van de onderzoeksresultaten is een rekenmodel voor duinafslag tijdens stormvloed opgesteld.

Toetsing van het rekenmodel aan de Deltagootproeven heeft aangetoond dat het gemeten afslagprofiel goed wordt benaderd. Het verschil tussen gemeten en berekende duinafslag bedraagt maximaal 3.1%.

Binnen de onderzochte grenzen blijkt het opgestelde rekenmodel een betere benadering van het gemeten afslagprofiel en de gemeten duinafslag te geven dan het DUROS-model.

2. Ontwerp van een zanddam

In een risico-analyse van de zanddam wordt eerst in het kort ingegaan op het systeem van waterkeringen. Met behulp van de bomen-techniek wordt de veiligheid van het systeem tegen overstroming geanalyseerd.

Aangetoond wordt vervolgens, dat door de keuze van een uitgangprofiel met een kruinhoogte van 8.0m +N.A.P en een binnenbeloop met een helling 1:3, een bezwijken van de zanddam door andere oorzaken dan erosie van het buitentalud uitgesloten mag worden geacht.

De grenstoestand "erosie van het buitentalud" is vervolgens doorgerekend met behulp van de probabilistische methode. Daartoe zijn de invoervariabelen van het bovenbeschreven rekenmodel voor duinafslag t.w.

- het stormvloedpeil
- de significante golfhoogte
- de stormvloedduur
- de D50 van het duinzand
- de ligging van het beginprofiel

gespecificeerd door een kansdichtheidsfunctie. Voor de kansverdeling van het stormvloedpeil werd de overschrijdingslijn van de hoogwaterstanden te Nieuw-Bildt gebruikt. De overige variabelen werden benaderd met een Gaussische verdeling.

Uitgaande van een ontwerpfaalkans van $2.5 \cdot 10^{-5}$ is berekend dat de kruinbreedte van de zanddam minimaal 34 m moet zijn om als "Deltaveilig" te worden gekenschetst.

De geprojecteerde zanddam bestaat uit een recht deel en een gebogen deel. Voor het rechte deel bestaat, door het ontbreken van een gradient, geen gevaar voor erosie door langstransport. Voor dit gedeelte kan volstaan worden met een kruinbreedte van 34 m.

Voor het gebogen trace treedt buiten het bovengenoemde dwars-transport een erosie op als gevolg van een gradient in het langstransport. Deze erosie heeft extra duinafslag tot gevolg.

Voor de berekening van het langstransport is gebruik gemaakt van het NLIJN-computerprogramma van het W.L. Met dit programma kan het totale langstransport in een raai onder in-

vloed van golfgedreven stroming en een getijverhang berekend worden. Voor de verdeling van de onregelmatige golven over de brekerszone wordt hierbij uitgegaan van de theorie van Battjes. Het langtransport wordt berekend met de formule van Bijker.

De toepasbaarheid van de formule van Bijker onder duinafslagcondities is twijfelachtig. Metingen tijdens duinafslagproeven hebben aangetoond dat de Bijkerformule de zandconcentratie met een factor 5 à 10 onderschat. Bij de berekening wordt tegemoetgekomen aan de onzekerheid in de grootte van het langtransport door het toepassen van een gereduceerde actieve zone, waardoor een grotere teruggang van de kruin van de zanddam wordt verkregen.

Bij de berekening wordt het gebogen deel geschematiseerd in 7 vakken van 225 m. Aangenomen wordt dat het maatgevende langtransport in hetzelfde tijdsbestek plaatsvindt als de duinafslag, m.a.w. een effectieve stormduur van 5 uur wordt aangehouden.

Uitgaande van een windstroming langs het rechte deel van de dam met $\bar{v}=1.09$ m/s (berekend met de formule van Bretschneider) en een onregelmatig golfveld uit noordwestelijke richting met $H_{rms}=1.45$ m en $\hat{T}=6.0$ s, is een maximale erosie van het gebogen trace berekend van 9.8 m³/m³ damlengte, overeenkomend met een extra teruggang van de kruin van ca. 3 m.

Zandverlies t.g.v. lagere stormvloed

Ten aanzien van het dwarstransport kan gesteld worden dat het afgeslagen zand niet verder wordt verspreid dan onder superstormomstandigheden verwacht kan worden. Zandverlies tijdens lagere stormvloed wordt dientengevolge nihil geacht.

Ten aanzien van het langtransport kan als gevolg van een gradient voor het gebogen deel erosie worden verwacht. De langtransportberekening werd eveneens met het NLIJN-programma uitgevoerd. Aangenomen werd dat het langtransport als gevolg van een onregelmatig golfveld uit noordwestelijke richting met $H_{rms}=0.44$ m en $\hat{T}=3.5$ s bij een maximale waterstand van 2.0m +N.A.P. maatgevend is voor het totale langtransport t.g.v. lagere stormvloed. Voor de bodemligging werd een gemiddeld profiel, afgeleid uit afslagprofielen van de zanddam tijdens lagere stormvloed, ingevoerd.

Uit de berekening blijkt dat voor het gebogen deel een maximale gradient kan worden verwacht van 54.8 m³/jr. Uitgaande van een reageerlengte van 100-175hbr (90-160m), leidt dit tot een maximale erosie van $0.34-0.61$ m³/m³ damlengte per jaar.

Een erosie t.g.v. lagere stormvloed heeft onder superstormomstandigheden extra afslag tot gevolg. De grootte van de extra afslag is afhankelijk van de gekozen onderhoudstermijn. Indien een onderhoudstermijn van 50 jaar aangehouden wordt, moet gerekend worden op een extra teruggang van de kruin van 8.5m.

Dit leidt tot de volgende dimensionering van de zanddam:

Voor de gehele dam geldt een kruinhoogte van 8.0 m+N.A.P., een buitenbeloop van 1:5 en een binnenbeloop 1:3. Het binnenbeloop kan uit landschapsbehoud afgedekt worden met een laag klei en een grasmat.

Voor het rechte damtrace van ca. 12 km geldt een kruinbreedte van 34m. De kruinbreedte van het gebogen trace bedraagt minimaal 37m en is afhankelijk van de gekozen onderhoudstermijn. Voor een termijn van 50 jaar dient een kruinbreedte van 45.5m aangehouden te worden.

Een globale vergelijking van de kosten van een zanddam en een groene dijk kan gemaakt worden door de materiaalkostprijs te beschouwen.

Uitgaande van een kostprijs van klei en zand van respectievelijk f5,-/m³ plaatselijk gewonnen (f13,-/m³ elders gewonnen) en f2.50/m³, wordt de volgende kostprijs berekend:

groene dijk : 19.6 miljoen gld.

zanddam : 15.5 miljoen gld.

Bovenstaande kostprijs van de zanddam geldt voor een onderhoudstermijn van 50 jaar. Indien het binnenbeloop van de dam bekleed wordt met een kleilaag, wordt de kostprijs van de zanddam 2.1 miljoen gld. groter.

Indien een kortere onderhoudstermijn gekozen wordt kan de kostprijs van de zanddam lager worden.

Qua kostprijs is een zanddam goedkoper dan een groene dijk. Een uitgebreide kostenanalyse moet aantonen of een zanddam qua totale kosten eveneens goedkoper is. Dan kan tevens een uitspraak gedaan worden over de aan te houden onderhoudstermijn.

Het benodigde zand wordt op de Waddenzee gewonnen.

Over de lange termijn-effecten van de zandwinning op de Waddenzee bestaat nog weinig zekerheid. Onderzoek heeft uitgezeten dat, indien het zand in diepere geulen wordt gewonnen, geen verlaging van het omringende platen gebied merkbaar is. Het zand ter opvulling van de wingaten wordt waarschijnlijk geleverd door de kuststrook van de Noordzee. Zandwinning op de Waddenzee zal na verloop van tijd een achteruitgang van de Noordzeekust van de Waddeneilanden veroorzaken.

Voorlopig wordt het contigenteringsbeleid van de regering gehandhaafd. Dit houdt in dat in het kombergingsgebied van het Zeegat van Ameland 630.000 m³ zand per jaar mag worden gewonnen. De benodigde hoeveelheid zand voor de dam (6.2 miljoen m³) kan geheel in dit kombergingsgebied gewonnen worden.

Concluderend kan gesteld worden dat een zanddam een aantrekkelijk alternatief lijkt voor de zgn. groene dijk. Het grote pluspunt van de zanddam is de anno 1983 lage marktprijs van zand en de grote beschikbaarheid in de nabijheid van het trace.

Uit landschappelijk oogpunt is er wat de landzijde betreft geen verschil met de groene dijk indien het binnentalud identiek uitgevoerd wordt. Aan de zeezijde ontstaat een landschap dat nogal afwijkt van de huidige Waddenaanblik.

Appendix A

ZANDTRANSPORT EVENWIJDIG AAN DE KUST

Voor de berekening van het zandtransport evenwijdig aan de dam wordt gebruik gemaakt van de transportformulering volgens Bijker, gekoppeld aan de snelheidsverdeling volgens Battjes.

In deze appendix wordt kort ingegaan op de gebruikte formules. Voor een meer uitvoerige beschrijving wordt verwezen naar lit.5,6 en 18.

1. Snelheidsverdeling langsstroom bij onregelmatig golfveld

Battjes heeft afgeleid dat, indien wordt aangenomen dat de fictieve golfhoogte H_f Rayleigh-verdeeld is, de kansdichtheidsfunctie voor de golfhoogte H als volgt kan worden beschreven:

$$p(H) = \Pr\{H \leq H\} = \begin{cases} 0 & \text{voor } H < 0 \\ 1 - \exp(-H^2/\overline{H_f^2}) & \text{voor } 0 \leq H < H_{br} \\ 1 & \text{voor } H \geq H_{br} \end{cases} \quad (27)$$

In deze formule stelt H_f de fictieve golfhoogte voor, die bepaald kan worden uit een shoaling- en refractieberekening zonder rekening te houden met breking. H_{br} is de plaatselijke breker golfhoogte welke afhangt van de waterdiepte volgens de relatie $H_{br} = \gamma h_{br}$ (γ is de brekerindex)

Voor de berekening van de snelheden evenwijdig aan de kust kan de balans worden opgesteld van de krachten, die evenwijdig aan de kust werken. Deze zijn:

- de golfspanningstermen S_{yx} en S_{xx}
- de laterale wrijving τ_l
- de bodemschuifspanning door golven en stroom τ'
- de bodemschuifspanning door getijverhang

Bij de berekening wordt verondersteld dat de golfomstandigheden op een lijn evenwijdig aan de kust gelijk zijn, zodat geldt $dS_{xx}/dx = 0$.

In de snelheidsverdeling volgens Battjes wordt de laterale wrijving buiten beschouwing gelaten, zodat geldt $d\tau_l/dy = 0$ en $\tau_l = 0$.

De bodemschuifspanning door het getijverhang wordt benaderd met de formule van Chezy, zodat de krachtenbalans er als volgt uitziet:

$$dS_{yx}/dy = \tau' + \rho g h i \quad (28)$$

Voor de berekening van de bodemschuifspanning door golven en stroom wordt de formulering volgens Bijker toegepast; voor een golfvalshoek $0 < \theta < 20$ geldt:

$$\tau' = \rho g v^2 / C^2 [0.75 + 0.45 (\xi \hat{u}_o / v)^{1.13}] \quad (29)$$

hierin is

v is de stroomsnelheid

C is de Chezycoefficient

$$= 18 \log 12h/r$$

h is de waterdiepte

r is de bodemruwheid

$$\xi = C (f_w / 2g)^{0.5}$$

f_w is de wrijvingscoefficient volgens Jonsson

$$= \exp [-5.977 + 5.213 (a_o / r)^{-0.194}]$$

a_o is de maximale uitwijking van de orbitaalbeweging bij de bodem

\hat{u}_o is de amplitude van de orbitaalsnelheid bij de bodem

Voor de berekening van de term dS_{yx}/dy wordt gebruik gemaakt van de formulering volgens Longuet-Higgins:

$$S_{yx} = 1/8 \rho g H^2 n \cos \theta \sin \theta \quad (30)$$

In deze formule dient de gemiddelde energie in rekening gebracht te worden. Deze term kan uit de kansverdelingsfunctie (formule 27) afgeleid worden:

$$\overline{H^2} = [1 - \exp (-Hbr^2 / Hf^2)] \overline{Hf^2} \quad (31)$$

In de bodemschuifspanningsterm is de orbitaalsnelheid u_o evenredig met de golfhoogte H. In een onregelmatig golfveld wordt bij de berekening van de gemiddeld bodemschuifspanning de gemiddelde golfhoogte H ingevoerd volgens:

$$\bar{H} = \frac{(\pi)^{0.5}}{2} H_{frms} \operatorname{erf} (Hbr / H_{frms}) \quad (32)$$

$$\text{met } H_{frms} = (\overline{Hf^2})^{0.5}$$

Met substitutie van $\overline{H^2}$ in de golfspanningsterm en \bar{H} in de bodemschuifspanningsterm kan nu vergelijking (29) langs iteratieve weg opgelost worden.

2. Zandtransportformule

Uitgaande van de formule van Kalinske-Frijlink heeft Bijker de volgende transportformule opgesteld voor golven en stroom:

$$S_b = b D_{50} (v/C) \sqrt{g} \exp \left[\frac{-0.27 \Delta D_{50} C^2}{\mu v^2 \{ 1 + 0.5 (\xi \hat{u}_0/v)^2 \}} \right] \quad (33)$$

waarin

S_b is het bodemtransport

b is een empirische coëfficiënt

D_{50} is de mediane korreldiameter van het bodemmateriaal

v is de stroomsnelheid uit formule (29)

C is de Chezycoëfficiënt

Δ is de relatieve dichtheid van het bodemmateriaal

μ is de ribbelfactor

$$= (C/C^*) \quad \text{met } C^* = 18 \log (12h/D_{90})$$

h is de waterdiepte

D_{90} is de 90% korreldiameter van het bodemmateriaal

ξ is een coëfficiënt

\hat{u}_0 is de amplitude van de orbitaalsnelheid bij de bodem

Bijker neemt aan dat het bodemtransport plaats vindt in een laag ter dikte van de ruweheidswaarde r . In de zone van de vertikaal tussen $z=0$ en $z=r$ wordt een constante bodemconcentratie c_r verondersteld:

$$c_r = \frac{S_b C}{6.35 v r \sqrt{g}} \quad (34)$$

Deze concentratie dient als basis voor de berekening van de concentratievertikaal. De berekening is analoog aan die volgens Einstein. Voor het totale suspensietransport kan worden berekend:

$$S_{sus} = 1.83 S_b [I_1 \ln(33h/r) + I_2] \quad (35)$$

hierin zijn I_1 en I_2 de integralen volgens Einstein. Voor een beschrijving van deze integralen wordt verwezen naar lit.5.

Appendix E

STROMING VEROORZAAKT DOOR WIND

Op de bewegingsvergelijkingen voor een moot water van bodem tot oppervlak kunnen de volgende vereenvoudigingen ingevoerd worden, indien de waterbeweging nabij de kust beschouwd wordt (lit.8):

1. geen getij
2. geen barometrisch drukverschil
3. geen neerslag
4. stationaire stroming
5. naar de kust toe is er geen debiet
6. langs de kust is er geen verhang

De basisvergelijkingen kunnen dan gereduceerd worden tot het volgende stel vergelijkingen:

$$f V - gh \frac{ds}{dx} + \frac{\tau_{sx}}{\rho} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} = 0 \quad (36)$$

$$\frac{\tau_{sy}}{\rho} - \frac{\tau_{by}}{\rho} = \frac{dV}{dt}$$

hierin is

- V is het oppervlak van de snelheidsvertikaal in het x-z vlak
- f is de coriolisparameter
- τ_s is de windschuifspanning
- τ_b is de bodemschuifspanning
- ρ is de soortelijke massa van water
- s is de waterstandsverhoging
- h is de waterdiepte
- g is de versnelling van de zwaartekracht

De x-as is loodrecht op de kust gekozen.

Bij de bepaling van de bodemschuifspanningsterm wordt uitgegaan van de theorie van Von Karman en Prandtl, d.w.z. een logaritmisch snelheidsprofiel wordt aangehouden. In geval van turbulente stroming geldt dan voor kleine waarden van het verhang i:

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \rho g h i \\ \bar{u} &= c \sqrt{h i} \end{aligned} \right\} \tau = \rho g \bar{u}^2 / c^2 = K \rho \bar{u}^2 \quad (37)$$

waarin $K = g/C^2$ is de bodemschuifspanningscoëfficiënt.
Dus:

$$\begin{aligned}\tau_{bx}/\rho &= K u^2/h^2 \\ \tau_{by}/\rho &= K v^2/h^2\end{aligned}\quad (38)$$

Analoog aan de bodemschuifspanning wordt voor de windschuifspanning aangenomen $\tau_s/\rho = k w^2$ (39), waarin w de windsnelheid is, meestal gedefinieerd op 10 m boven het wateroppervlak en k is de windschuifspanningscoëfficiënt, dus:

$$\begin{aligned}\tau_{sx}/\rho &= k w^2 \cos \theta \\ \tau_{sy}/\rho &= k w^2 \sin \theta\end{aligned}\quad (40)$$

waarin θ de hoek is tussen de x -as en de windrichting.
Vergelijkingen (37) worden nu:

$$\begin{aligned}0 &= f V - g h (dS/dx) + k w^2 \cos \theta \\ dV/dt &= k w^2 \sin \theta - K v^2/h^2\end{aligned}\quad (41)$$

Uitgaande van deze vergelijking wordt in de praktijk de windopzet tegen de kust en de verhoging van de stroomsnelheid langs de kust berekend.
Indien permanentie verondersteld wordt, geldt $dV/dt=0$, en kan de gemiddelde stroomsnelheid v gem langs de kust berekend worden met de volgende formule (Bretschneider):

$$v \text{ gem} = (w C/\sqrt{g}) \sqrt{k \sin \theta} \quad (42)$$

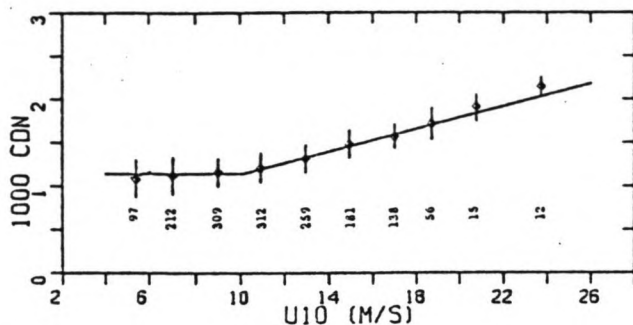
De Chezycoëfficiënt wordt meestal bepaald met de formule $C = 18 \log 12h/D90$; dit geldt echter voor "gemiddelde rivieren en een logaritmisch snelheidsprofiel.
Rakhorst (lit.8) stelt voor open zee in geval van een logaritmisch snelheidsprofiel de formule $C = 18 \log 11h/D90$ (43) aan te houden.

De windschuifspanningscoëfficiënt k is een empirisch bepaalde coëfficiënt. Er worden verschillende waarden voor deze coëfficiënt in de literatuur gegeven.
Voor dit onderzoek wordt gebruik gemaakt van een recent onderzoek (Large/Pond, 1980) naar de relatie tussen de "dragcoëfficiënt" en de windsnelheid op 10 meter boven het wateroppervlak, met als resultaat :

$$1000 \text{ CDN} = \begin{cases} 1.2 & \text{voor } 4 < w < 11 \text{ m/s} \\ 0.49 + 0.065 w & \text{voor hogere windsnelheden} \end{cases} \quad (44)$$

hierin is CDN de dragcoëfficiënt onder neutrale condities.

Deze relatie is grafisch weergegeven in figuur 42.



figuur 42. de dragcoefficient als functie van de windsnelheid volgens Large/Pond (lit.7). Per meting (aangegeven door o) is de gevonden standaarddeviatie weergegeven. De geschetste lijn geeft het verband volgens formule 44.

De meeste onderzoekers gaan uit van een logaritmisch windsnelheidsprofiel. De windsnelheid is dan gerelateerd aan de windschuifspanning volgens $\tau_s = \rho_l \text{CDN } w^2$, waarin ρ_l de soortelijke massa van lucht is. Substitutie van deze vergelijking in formule (39) leidt dan tot het volgende verband tussen de windschuifspanningscoefficient k en de dragcoefficient CDN :

$$k = (\rho_l/\rho) \text{CDN} = 0.0012 \text{CDN} \quad (45)$$

indien de soortelijke massa van lucht en water respectievelijk waarden van 1.25 en 1030 kg/m³ heeft.

Berekening windgedreven langsstroming tijdens superstormvloed

stormvloedpeil = 5.90 m+NAP
 waterdiepte voor de dam = h = 5.90-1.31=4.59 m
 windsnelheid w = 34.5 m/s
 windrichting Noordwest, dus $\theta = 18$
 D90 = 190 mu

Uit formule 43 volgt: $C = 97.6 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$.
De waarde van de windschuifspanningscoëfficiënt k kan
benaderd worden met formule 45. Met $CDN = 0.00273$
(Large/Pond) volgt daaruit: $k = 3.3 \cdot 10^{-6}$

Bovenstaande waarden van w , C , k en θ gesubstitueerd in de
formule van Bretschneider geeft: $v_{\text{gem}} = 1.09 \text{ m/s}$.

LIJST VAN SYMBOLEN

<u>Symbol</u>	<u>Omschrijving</u>	<u>Dimensie</u>
a	maximale orbitale uitwijking bij bodem	m
b	coefficient	-
C, C'	Chezy-wrijvingscoefficient	$m^{1/2}/s$
c	zandconcentratie	-
CDN	dragcoefficient	-
D50	50 % korreldiameter	m
D90	90 % korreldiameter	m
d	waterdiepte	m
D	windopzetduur	uur
f_m	spectrale piekfrequentie	Hz
Fj	gemiddeld aantal hoogwaters	-
f_w	wrijvingscoefficient volgens Jonsson	-
f	coriolisparameter	sec
g	versnelling van de zwaartekracht	m/s
HW	hoogwater	m
H	golfhoogte	m
Hf	fictieve golfhoogte	m
Hbr	brekergolfhoogte	m
Hs	significante golfhoogte	m
Hos	Hs op diep water	m
Hrms	root mean square golfhoogte	m
Horms	Hrms op diep water	m
h	waterstand, waterdiepte	m
hbr	brekerdiepte	m
i	verhang	-
k	windschuifspanningscoefficient	-
K	bodemschuifspanningscoefficient	-
Lo	golflengte op diep water	-
L(t)	verspreidingsafstand op tijdstip t	m
L	verspreidingsafstand na 5 uur	m
n	verhouding groeps- en fasesnelheid	-
Nw	schaalfactor voor de valsnelheid	-
Nd	schaalfactor voor de vert.afmeting	-
Nl	schaalfactor voor de horiz.afmeting	-
r	bodemruwheid	m
s(t)	windopzet op tijdstip t	m
s(max)	maximale windopzet	m
Syx	golfspanningsterm	N/m
Sxx	golfspanningsterm	N/m
Sb	bodemtransport	m^3/s
Ssus	suspensietransport	m^3/s
t	tijd	uren
\hat{T}	spectrale piekperiode	sec
Is	significante golfperiode	sec
u, v	stroomsnelheid	m/s
\hat{u}_o	amplitude orbitaalsnelheid bij bodem	m/s
w	valsnelheid korrel, windsnelheid	m/s
x', y'	coördinaten	m
x	coördinaat, afstand vanaf de waterlijn	m
y	coördinaat, diepte beneden stormvloedpeil	m

SymbolOmschrijvingDimensie

$E\{x\}$	verwachtingswaarde van een stoch.var. x	
$\sigma(x)$	standaarddeviatie van een stoch.var.x	
γ	brekerindex	-
ρ	dichtheid water	kg/m ³
ρ_L	dichtheid lucht	kg/m ³
θ	hoek	graden
ξ	parameter	-
Δ	relatieve dichtheid	-
μ	ribbelfactor	-
τ_l	laterale wrijving	N/m
τ', τ_b	bodemschuifspanning	N/m
τ_s	windschuifspanning	N/m

LITERATUURLIJST

1. Agema, J.F.
Waterkeringen, collegediktaat
Afdeling der Civiele Techniek, T.H.Delft
Delft, 1982
2. Analyse plan indijking Zwarte Haan-Holwerd
Rijkswaterstaat, 1979
3. Battjes, J.A.
Windgolven, collegehandleiding
Afdeling der Civiele Techniek, T.H.Delft
Delft, 1982
4. de Boer, M
Morphologisch onderzoek Ameland
verslag van het onderzoek op het Ameland wantij in 1973
Studiedienst Hoorn, nota WWKZ-79.H005, 1979
5. Coastal Engineering, volume II, Harbor and Beach problems
Coastal Engineering Group, Department of Civil
Engineering, Delft University of Technology
Delft, 1978
6. Van de Graaff, J. en Van Overeem, J.
Evaluation of sediment transport formulae in coastal
engineering practice
Coastal Engineering Group, Department of Civil
Engineering, Delft University of Technology
Delft, 1979
7. Large, W.G. en Pond, S.
Open ocean momentum flux measurements in moderate to
strong winds
Journal of Physical Oceanography, volume 11, pag.324-336
1981
8. Rakhorst, H.D.
Stroming veroorzaakt door wind
deel 1. Theorie
deel 2. Natuurmetingen
Studiedienst Hoorn, nota WWKZ-81.H004, 1981
9. Rapport Deltacommissie
deel 1. Eindverslag en interimadviezen
deel 4. Beschouwingen over stormvloed en getijbeweging
Den Haag, 1960
10. Rapport van de werkgroep Onderzoek dijkaanleg
Zwarte Haan-Holwerd/ Fase 2
Leeuwarden, 1980
11. de Rijke, W.G
Beschrijving van de natuurrandvoorwaarden, van belang voor
een probabilistisch ontwerp van een waterkering aan het Friese Wad
afstudeerverslag, vakgroep vloeistofmechanica, T.H.D.
Delft, 1983

12. Vellinga, P
Beach and dune erosion during storm surges
W.L. publication 176
De Voorst, 1982
13. Vrouwenfelder, A.C.W.M. en Vrijling, J.K.
Probabilistisch ontwerpen, collegehandleiding
Afdeling der Civiele Techniek, T.H.Delft
Delft, 1982
14. Waterloopkundig Laboratorium
Schaalserie duinafslag
verslag modelonderzoek M1263
De Voorst, 1981
15. Waterloopkundig Laboratorium
Schaalserie duinafslag
Uitwerking van de meetresultaten van de proeven in de
Deltagoot M1263
De Voorst, 1981
16. Waterloopkundig Laboratorium
Golfoverslag bij duinen tijdens superstormvloed
Uitwerking van de meetresultaten van het onderzoek in de
Deltagoot M1263
De Voorst, 1981
17. Waterloopkundig Laboratorium
Rekenmodel voor de verwachting van duinafslag tijdens
stormvloed
verslag onderzoek M1263
De Voorst, 1982
18. Waterloopkundig Laboratorium
Duinafslag bij gebogen kusten
verslag onderzoek M1263
De Voorst, 1983
19. Waterloopkundig Laboratorium
Numeriek model voor het berekenen van kustlijnveranderingen
onder invloed van getij- en golfgedreven stroming
nota R1605
De Voorst, 1982
20. Waterloopkundig Laboratorium
Toetsing van de resultaten van het tweedimensionale
onderzoek door middel van onderzoek in een driedimensionaal
model
verslag onderzoek M1653
De Voorst, 1981
21. Waterloopkundig Laboratorium
Werking van een duinvoetverdediging tijdens superstormvloed,
onderzoek duinafslag Schouwen
verslag modelonderzoek M1797
De Voorst, 1981

22. Waterloopkundig Laboratorium
Duinafslag ter plaatse van de hotels "La Spezia" en
"De Blanke Top" in Zeeuw-Vlaanderen
verslag modelonderzoek M1811
De Voorst, 1981
23. Zandwinning in de Waddenzee
resultaten van een hydrografisch-sedimentologisch
en biologisch-ecologisch onderzoek
Rijkswaterstaat, directie Friesland
Leeuwarden, 1981

BIJLAGE 1

REKENMODEL VOOR DE VERWACHTING VAN DUINAFSLAG TIJDENS STORMVLOED

FAST ALGOL COMPILER OF DELFT, RELEASE OF 1/ 2/1977

COMPILER VERSION : BATCH
 OPTIONS IN EFFECT: SIZE(KBYTES)= 154, IDL= 6, SEG=SEGM,
 EBCDIC(EB), NOIDLST, LOAD(L), LONG(LP), OPT0, NOPAG,
 SE, SOURCE(S), NST, SWAPO, TEST(T), W, NODUMP

```

0  'BEGIN'
1  'COMMENT'*****
1
1  IN ONDERSTAAND PROGRAMMA WORDT DE DUINAFSLAG ROVEN STORMVLOEDPEIL
1  EN HET AFSLAGPROFIEL TIJDENS STORMVLOED BEREKEND VOLGENS EEN
1  MODEL, AFGELEID UIT PROEVEN IN DE DELTAGOOT VAN HET W.L.DE VOORST
1
1
1  *****DATA*****
1
1  VOLGORDE VAN DATAINVOER:
1
1  - AANTAL COORDINATEN
1  - SIGNIFICANTE GOLFHOOGTE OP DIEP WATER (M)
1  - VALSNELHEID VAN ZAND IN WATER VAN 10GRAD.C. (M/S)
1  - STORMVLOEDPEIL (M t.o.v. nulpeil)
1  - D50 ZAND (M)
1  - COORDINATEN BEGINPROFIEL (AFLOPEND PROFIEL)
1
1  *****
1  'REAL' H, V, D;
2  'INTEGER' R, M, N, TEL, J;
3  READ(O, R, H, V);
4  'BEGIN'
5  'REAL' AW, X1, X2, Y1, Y2, OPP, SVP, DF, DV, VAST, LV, T, LX, LY, LVP,
6  SOM, SOMO, SOMN, STRT, GRS, P, EIND, SV, RU, UV, B, ENDY, E, DT, Z, K,
6  L, NW, AF1, AF2, AF3, OW, EX, W, AF, DVX, DVP, I, EPS, VAST1, VAST2,
6  VAST3, LP, LVY, ZB, YC, RC;
6  'REAL' 'ARRAY' X, Y(/1:R/);
7
7  'COMMENT'*****DECLARATIE VAN DE PROCEDURES*****;
7
7  'REAL' 'PROCEDURE' PROFIE(AW); 'REAL' AW;
9  PROFIE:=(0.3664*(H/1.52)*SQRT(((1.52/H)**1.28)*((V/0.02681)**0.56)*
10 AW+7.81))-1.02*(H/1.52);
10 'PROCEDURE' TRAP(X1, X2, Y1, Y2, OPP); 'REAL' X1, X2, Y1, Y2, OPP;
12 'BEGIN' 'REAL' G;
14     G:=ABS(X1-X2);
15     OPP:=(G/2)*(Y1+Y2);
16 'END';
17 'REAL' 'PROCEDURE' INTSIM(N, A, B, EPS, F);
18 'VALUE' N, A, B; 'INTEGER' N; 'REAL' A, B;
21 'REAL' 'PROCEDURE' F; 'CODE';
23
23 'COMMENT'*****;
23
23 OUTSTRING(1, ('BEREKENING VAN HET AFSLAGPROFIEL EN DE AFSLAG '));
24 OUTSTRING(1, ('BOVEN DE WATERLIJN BIJ GEGEVEN BEGINPROFIEL, '));
25 OUTSTRING(1, ('WATERSTAND EN SIGNIFICANTE GOLFHOOGTE'));
  
```


FAST ALGOL COMPILER OF DELFT, RELEASE OF 1/ 2/1977

```

26  LINE(1,2);
27  OUTSTRING(1,('*****'));
28  OUTSTRING(1,('*****'));
29  OUTSTRING(1,('*****'));
30  READ(0,SVP);
31  READ(0,D);
32  DF:=1.0;
33  ZB:=10.0;
34  LINE(1,5);
35  OUTSTRING(1,('*****INPUT*****'));
36  LINE(1,2);
37  OUTSTRING(1,('STORMVLOEDPEIL (M TOV NULPEIL) :'));
38  FIX(1,2,2,SVP);LINE(1,2);
40  OUTSTRING(1,('SIGNIFICANTE GOLFHOOGTE (M) :'));
41  FIX(1,2,2,H);LINE(1,2);
43  OUTSTRING(1,('KORRELDIAMETER D50 ZAND (M) :'));
44  FIX(1,2,6,D);LINE(1,2);
46  OUTSTRING(1,('VALSNELHEID ZAND (M/S) :'));
47  FIX(1,2,5,V);LINE(1,2);
49  OUTSTRING(1,('HELLING DUINFRONT :'));
50  FIX(1,2,1,DF);
51  OUTSTRING(1,(' :1'));LINE(1,2);
53  OUTSTRING(1,('HELLING ZEEWAARTSE BEGRENZING :'));
54  OUTSTRING(1,(' 1:'));
55  FIX(1,2,1,ZB);LINE(1,2);
57  OUTSTRING(1,('AANTAL COORDINATEN BEGINPROFIEL :'));
58  FIX(1,2,0,R);LINE(1,2);
60  OUTSTRING(1,('COORDINATEN BEGINPROFIEL :'));LINE(1,2);
62  BLANK(1,3);
63  OUTSTRING(1,('X ='));BLANK(1,10);
65  OUTSTRING(1,('Y ='));LINE(1,2);
67
67  'COMMENT*****INVOER COORDINATEN BEGINPROFIEL*****;
67
67  'FOR'J:=1'STEP'1'UNTIL'R'DO'
68  'BEGIN'
69  READ(0,X(/J/),Y(/J/));
70  FIX(1,3,2,X(/J/));BLANK(1,5);
72  FIX(1,3,3,Y(/J/));LINE(1,1);
74  'END';
75
75  'IF'H<1.5'THEN'DV:=0.32*H+0.19'ELSE'
78  DV:=-0.48*H+1.39;
79  DVP:=DV+SVP;
80  L:=30*((H/1.52)**1.28)*((0.02681/V)**0.56);
81  K:=0;
82  VA: I:=K;
84  K:=K-0.1;
85  NW:=PROFIE(K);
86  'IF'ABS(NW)<DV'THEN''GOTO'VA;
88  OW:=PROFIE(I);
89  EX:=I+((K-I)*(OW+DV)/(OW-NW));
90  EPS:='-7;
91  VAST1:=INTSIM(5,EX,0,EPS,PROFIE);
92  VAST2:=ABS(EX*DV);

```

FAST ALGOL COMPILER OF DELFT, RELEASE OF 1/ 2/1977

```

93  EPS:=-7;
94  VAST3:=INTSIM(5,0,L,EPS,PROFIE);
95  VAST:=VAST3+VAST2-ABS(VAST1)+(DV*L);
96  LV:=PROFIE(L);
97  B:=0;
98  T:=0;
99  TEL:=1;
100 DT:=0;
101 LINE(1,3);
102 OUTSTRING(1,('*****CONTROLE ITERATIEPROCES*****'));
103 LINE(1,2);
104 OUTSTRING(1,('VAST = '));
105 FIX(1,3,3,VAST);
106 LINE(1,2);
107
107 'COMMENT'*****START ITERATIEPROCES*****;
107
107 ITER:'IF'TEL>20'THEN'GOTO'FOUT;
110     T:=T+DT;
111     LY:=LV+DV;
112     LVP:=SVP-LV;
113     M:=1;
114     N:=1;
115     SOM:=0;
116     SOMO:=0;
117     STRT:=0;
118     SV:=0;
119     LVY:=0;
120     GRS:=0;
121     P:=(Y(1/)+Y(2/))/2-DVP;
122
122 'COMMENT'*****BEREKENING RUIMTE*****;
122
122 RUIMTE:  M:=N;
124         N:=N+1;
125         'IF'Y(N/)>DVP'THEN'GOTO'RUIMTE;
127         'IF'STRT=0'THEN'
128         'BEGIN'
129             STRT:=X(M/)+(X(N/)-X(M/))*(Y(M/)-DVP)/
130             (Y(M/)-Y(N/));
130             DVX:=STRT-T;
131             LX:=DVX+ABS(EX)+L;
132             'IF'Y(N/)<SVP'THEN'SV:=X(M/)+(X(N/)-X(M/))*
133             (Y(M/)-SVP)/(Y(M/)-Y(N/));
134             X1:=STRT;
135             X2:=X(N/);
136             Y1:=0;
137             Y2:=DVP-Y(N/);
138             'GOTO'TRA
139         'END';
140         'IF'Y(N/)>SVP'THEN'GOTO'REKEN;
142         'IF'SV=0'THEN'
143         SV:=X(M/)+(X(N/)-X(M/))*(Y(M/)-SVP)/
144         (Y(M/)-Y(N/));
144         'IF'X(N/)<LX'THEN'GOTO'REKEN;

```

FAST ALGOL COMPILER OF DELFT, RELEASE OF 1/ 2/1977

```

146      'IF'LVY=0'THEN'
147      'BEGIN'
148      LVY:=Y(/M/)-(Y(/M/)-Y(/N/))*(LX-X(/M/))/
149      (X(/N/)-X(/M/));
149      LP:=LVP-LVY;
150      'END';
151      YC:=LVP-((1/ZB)*(X(/N/)-LX));
152      'IF'Y(/N/)<YC'THEN'GOTO'REKEN;
154      'IF'GRS=0'THEN'
155      'BEGIN'
156      RC:=(Y(/M/)-Y(/N/))/(X(/N/)-X(/M/));
157      EIND:=(Y(/M/)+(RC*X(/M/))-LVP-(LX/ZB))/(RC-(1/ZB));
158      GRS:=Y(/M/)-(Y(/M/)-Y(/N/))*(EIND-X(/M/))/
159      (X(/N/)-X(/M/));
159      X1:=X(/M/);
160      X2:=EIND;
161      Y1:=DVP-Y(/M/);
162      Y2:=DVP-GRS;
163      'GOTO'TRA
164      'END''ELSE''GOTO'VOLG;
167      REKEN: X1:=X(/M/);
169      X2:=X(/N/);
170      Y1:=DVP-Y(/M/);
171      Y2:=DVP-Y(/N/);
172      TRA: TRAP(X1,X2,Y1,Y2,SOM);
174      SOMN:=SOMO+SOM;
175      SOMO:=SOMN;
176      'IF'N<R'THEN'GOTO'RUIMTE;
178      'IF'GRS=0'THEN'
179      'BEGIN'
180      OUTSTRING(1,('**BEGINPROFIEL TE KORT**'));
181      'GOTO'KLAAR
182      'END';
183      VOLG: RU:=SOMN;
185
185      'COMMENT'*****BEREKENING B*****;
185
185      'IF'T>0'THEN'
186      'BEGIN'
187      UV:=0;
188      N:=1;
189      M:=1;
190      OPPB: M:=N;
192      N:=N+1;
193      'IF'X(/N/)<DVX'THEN'GOTO'OPPB;
195      'IF'UV=0'THEN'
196      'BEGIN'
197      UV:=(Y(/M/)+Y(/N/))/2;
198      X1:=DVX;
199      X2:=X(/N/);
200      Y1:=UV-DVP;
201      Y2:=Y(/N/)-DVP;
202      SOMO:=(Y1**2)/(DF*2);
203      'GOTO'UIT
204      'END';

```

FAST ALGOL COMPILER OF DELFT, RELEASE OF 1/ 2/1977

```

205             'IF 'X(/N/)<STRT 'THEN' 'GOTO' COMP;
207             X1:=X(/M/);
208             X2:=STRT;
209             Y1:=Y(/M/)-DVP;
210             Y2:=0;
211             'GOTO' UIT;
212 COMP:         X1:=X(/M/);
213             X2:=X(/N/);
214             Y1:=Y(/M/)-DVP;
215             Y2:=Y(/N/)-DVP;
216             UIT: TRAP(X1,X2,Y1,Y2,SOM);
217             SOMN:=SOMO+SOM;
218             SOMO:=SOMN;
219             B:=SOMN;
220             'IF 'Y2>0 'THEN' 'GOTO' OPPB;
221             'END';
222
223             'COMMENT' '*****BEREKENING E*****';
224
225             ENDY:=DVP-GRS;
226             TRAP(LX,EIND,LY,ENDY,E);
227
228             'COMMENT' '*****BEREKENING Z*****';
229
230             Z:=RU-VAST-B-E;
231
232             OUTSTRING(1,('(T = ')');
233             FIX(1,3,3,T);BLANK(1,3);
234             OUTSTRING(1,('(RUIMTE = ')');
235             FIX(1,3,3,RU);BLANK(1,3);
236             OUTSTRING(1,('(B = ')');
237             FIX(1,3,3,B);BLANK(1,3);
238             OUTSTRING(1,('(E = ')');
239             FIX(1,3,3,E);BLANK(1,3);
240             OUTSTRING(1,('(Z = ')');
241             FIX(1,4,6,Z);LINE(1,2);
242
243             'COMMENT' '*****BEREKENING ITERATIESTAP*****';
244
245             'IF 'ABS(Z)>' -4 'THEN'
246             'BEGIN'
247                 DT:=Z/(P+ENDY);
248                 TEL:=TEL+1;
249                 'GOTO' ITER
250             'END';
251
252             'COMMENT' '*****EINDE ITERATIEPROCES*****';
253
254             'COMMENT' '*****BEREKENING AFSLAG BOVEN S.V.P.*****';
255             W:=T-ABS(EX);
256             'IF 'W>0 'THEN'
257             'BEGIN'
258                 AF1:=VAST2-ABS(VAST1);
259                 AF2:=W*DV;
260             'END' 'ELSE'

```

FAST ALGOL COMPILER OF DELFT, RELEASE OF 1/ 2/1977

```

256  'BEGIN'
257  EPS:=-7;
258  VAST1:=INTSIM(5,W,EX,EPS,PROFIE);
259  VAST2:=T*DV;
260  AF1:=VAST2-ABS(VAST1);
261  AF2:=0;
262  'END';
263  AF3:=(SV-STRT)*DV/2;
264  AF:=B+AF1+AF2+AF3;
265
265  'COMMENT *****UITVOER*****';
265
265  LINE(1,5);
266  OUTSTRING(1,('(*****DUINAFSLAGBEREKENING*****')');
267  LINE(1,2);
268  OUTSTRING(1,('(PLAATS NIEUWE DUINVOET : ')');
269  OUTSTRING(1,('(X= ')');FIX(1,3,2,DVX);
271  OUTSTRING(1,('(M')');BLANK(1,5);
273  OUTSTRING(1,('(Y= ')');FIX(1,3,3,DVP);
275  OUTSTRING(1,('(M')');LINE(1,2);
277  OUTSTRING(1,('(TERUGGANG DUINVOET T.O.V.HET BEGINPROFIEL : ')');
278  FIX(1,3,2,T);OUTSTRING(1,('(M')');LINE(1,2);
281  OUTSTRING(1,('(ZEEWAARTSE BEGRENZING VAN AFSLAGKROMME T.O.V. DE')');
282  OUTSTRING(1,('( WATERLIJN : ')');
283  FIX(1,3,2,L);OUTSTRING(1,('(M')');LINE(1,2);
286  OUTSTRING(1,('(WATERDIEPTE T.P.V.BEGRENZING : ')');
287  FIX(1,3,2,LV);OUTSTRING(1,('(M')');LINE(1,2);
290  OUTSTRING(1,('(NAUWKEURIGHEID BEREKENING ZANDBALANS = ')');
291  FIX(1,1,10,Z);OUTSTRING(1,('(M3/M')');LINE(1,2);
294  OUTSTRING(1,('(DUINAFSLAG BOVEN STORMVLOEDPEIL = ')');
295  FIX(1,3,2,AF);OUTSTRING(1,('(M3/M')');
297  'GOTO'KLAAR;
298  FOUT: OUTSTRING(1,('(VEREISTE NAUWKEURIGHEID WORDT NIET BEREIKT')');
300  KLAAR:
300  'END';
302  'END'

```

VOORBEELD VAN IN-EN UITVOER (invoergegevens hebben betrekking op Modelproef T2)

```

*****INPUT*****

STORMVLOEDPEIL (M TOV NULPEIL) : +4.20
SIGNIFICANTE GOLPHOOGTE (M) : +1.52
KORRELDIAMETER D50 ZAND (M) : +.000225
VALSNELHEID ZAND (M/S) : +.02681
HELLING DUINFRONT : +1.0 :1
HELLING ZEEWAARTSE BEGRENZING : 1:+10.0
AANTAL COORDINATEN BEGINPROFIEL :+32

```

COORDINATEN BEGINPROFIEL :

X =	Y =
+0.00	+6.166
+1.00	+6.172
+2.00	+6.177
+3.00	+6.187
+4.00	+6.194
+5.00	+6.207
+6.00	+6.215
+7.00	+6.240
+8.00	+6.233
+9.00	+5.622
+10.00	+4.533
+11.00	+4.014
+12.00	+3.783
+13.00	+3.667
+14.00	+3.583
+15.00	+3.484
+16.00	+3.374
+17.00	+3.282
+18.00	+3.206
+19.00	+3.170
+20.00	+3.127
+22.00	+3.068
+24.00	+3.002
+26.00	+2.953
+28.00	+2.892
+30.00	+2.833
+35.00	+2.686
+40.00	+2.574
+45.00	+2.523
+50.00	+2.476
+55.00	+2.419
+60.00	+2.368

*****DUINAFSLAGBEREKENING*****

PLAATS NIEUWE DUINVOET : X= +2.47 M Y= +4.860 M

TERUGGANG DUINVOET T.O.V.HET BEGINPROFIEL : +7.23 M

ZEEWAARTSE BEGRENZING VAN AFSLAGKROMME T.O.V. DE WATERLIJN : +30.00 M

WATERDIEPTE T.P.V.BEGRENZING : +1.23 M

NAUWKEURIGHEID BEREKENING ZANDBALANS = +.0000014840 M³/M

DUINAFSLAG BOVEN STORMVLOEDPEIL = +12.88 M³/M

BIJLAGE 2

KORRELVERDELING VAN 10 BORINGEN TER PLAATSE VAN DE
VEERBOOTROUTE HOLWERD-AMELAND (LOCATIES 302/303)

boring	mon-ster	monsterdiepte	d_{60}	d_{10}	$\frac{d_{60}}{d_{10}}$	G_p	d_{50}	< 60 μm	Σ	g
nr	nr	m - N.A.P.	μm	μm	-	%	μm	%		
1	1	2,40- 6,05	110	16	6,88	78	104	14	185760	601540
1	2	6,05- 7,30	122	82	1,49	84	117	5		
1	3	7,30- 9,10	135	85	1,59	70	125	5		
1	4	9,10-17,05	138	60	2,30	63	125	10		
1	5	17,05-21,90	183	60	3,05	60	160	10		
2	6	3,10- 7,40	113	-	-	68	110	17	185610	601570
2	7	7,40- 9,45	135	88	1,53	77	125	5,5		
2	8	11,70-14,80	165	80	2,06	66	145	5	185750	601420
3	9	2,20- 7,20	127	68	1,87	70	120	9		
3	10	7,20- 8,85	135	50	2,70	70	125	12		
3	11	8,85-13,70	130	68	1,91	56	118	8	185590	601790
3	12	13,70-22,15	157	53	2,96	61	135	10		
4	13	2,55- 6,20	120	57	2,10	73	115	10		
4	14	6,20- 9,75	130	51	2,55	69	120	11		
4	15	9,75-14,40	125	77	1,62	75	118	7		

d_{10} = maaswijdte van de (denkbeeldige) draadzeef waar nog 10 gewichtsprocenten van de korrels doorheen gaat (= maatgevende diameter)

d_{50} = idem voor 50 gewichtsprocenten (= mediaan)

d_{60} = idem voor 60 gewichtsprocenten (= gemiddelde diameter)

$\frac{d_{60}}{d_{10}}$ = gelijkmatigheidscoëfficiënt

G_p = grootste gewichtspercentages van de korrels, gelegen tussen 2 zeven met maaswijdten die zich verhouden als 1:2 (gelijkmatigheidspercentages)

boring	mon-ster	monsterdiepte	d ₆₀	d ₁₀	$\frac{d_{60}}{d_{10}}$	G _p	d ₅₀	< 60 µm		
nr	nr	m - N.A.P.	µm	µm	-	%	µm	%	x	y
5	16	2,90- 4,05	122	--	-	61	115	18	184903	602062
5	17	4,05- 5,65	135	88	1,53	83	130	5		
5	18	5,65- 8,15	140	102	1,37	88	132	3		
6	19	2,70- 3,70	135	106	1,27	91	130	3	184590	602340
6	20	3,70- 5,45	138	105	1,31	90	135	3		
6	21	5,45- 7,90	132	56	2,36	75	125	10		
7	22	4,00- 5,45	105	27	3,89	67	97	19	184370	602400
7	23	5,45- 9,15	135	77	1,75	75	125	7		
8	24	2,30- 3,95	115	41	2,80	72	110	15	184100	602050
8	25	3,95- 6,30	135	54	2,50	68	125	10		
8	26	6,30- 7,52	148	107	1,38	89	140	4		
9	27	3,10- 4,20	145	--	-	75	135	15	183610	602390
9	28	4,20- 5,20	140	98	1,43	85	130	3		
9	29	5,20- 7,20	130	81	1,60	80	123	6		
10	30	4,75- 5,80	135	77	1,75	78	128	8	183110	602610
10	31	5,80- 9,07	145	84	1,73	80	135	6		

d₁₀ = maaswijdte van de (denkbeeldige) draadzeef waar nog 10 gewichtsprocenten van de korrels doorheen gaat (= maatgevende diameter)

d₅₀ = idem voor 50 gewichtsprocenten (= mediaan)

d₆₀ = idem voor 60 gewichtsprocenten (= gemiddelde diameter)

$\frac{d_{60}}{d_{10}}$ = gelijkmatigheidscoëfficiënt

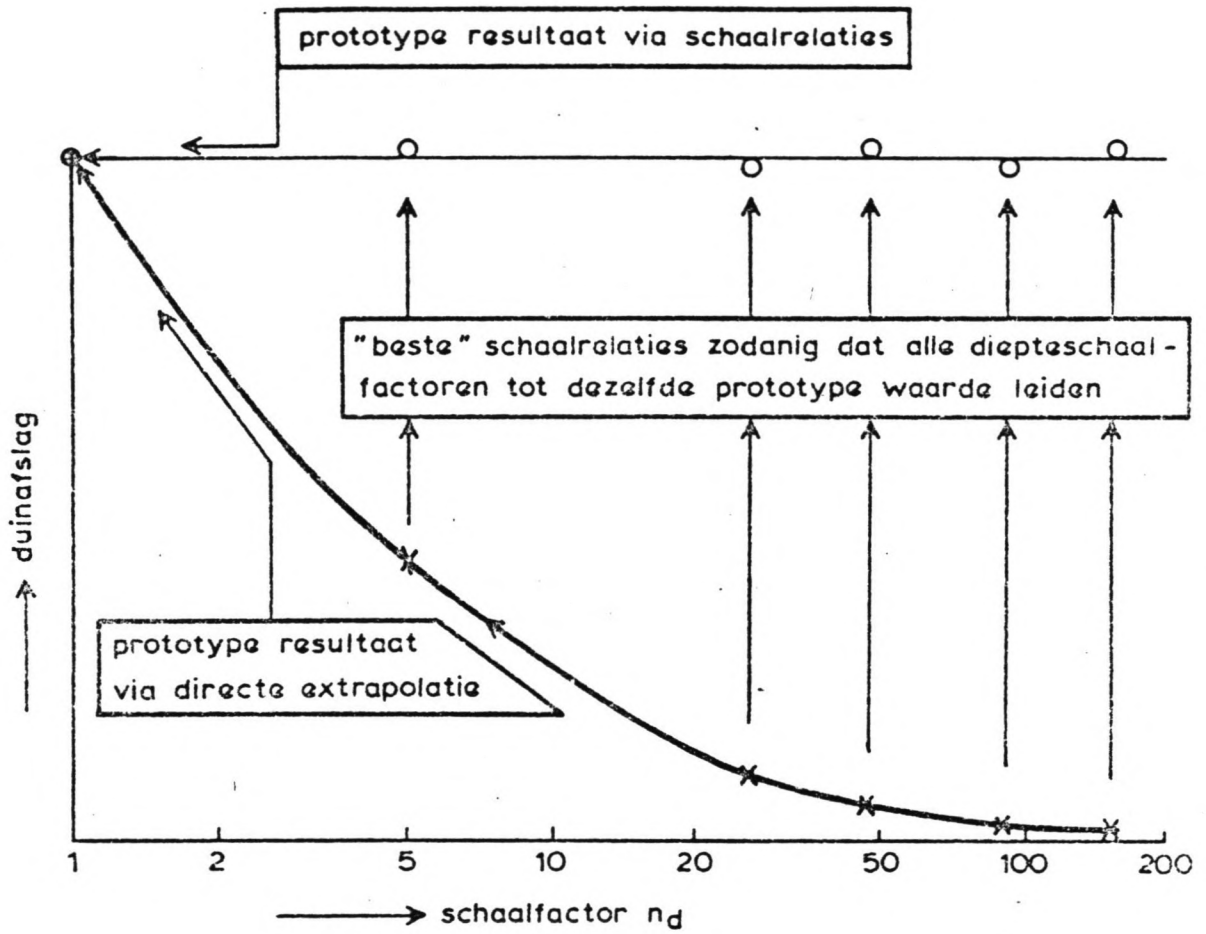
G_p = grootste gewichtspercentage van de korrels, gelegen tussen 2 zeven met maaswijdten die zich verhouden als 1:2 (gelijkmatigheidspercentage)

BIJLACE 3

CONCLUSIES HYDROGRAFISCH-SEDIMENTOLOGISCH EN BIOLOGISCH- ECOLOGISCH ONDERZOEK NAAR DE GEVOLGEN VAN ZANDWINNING OP DE WADDENZEE (ONTLEEND AAN LIT.23)

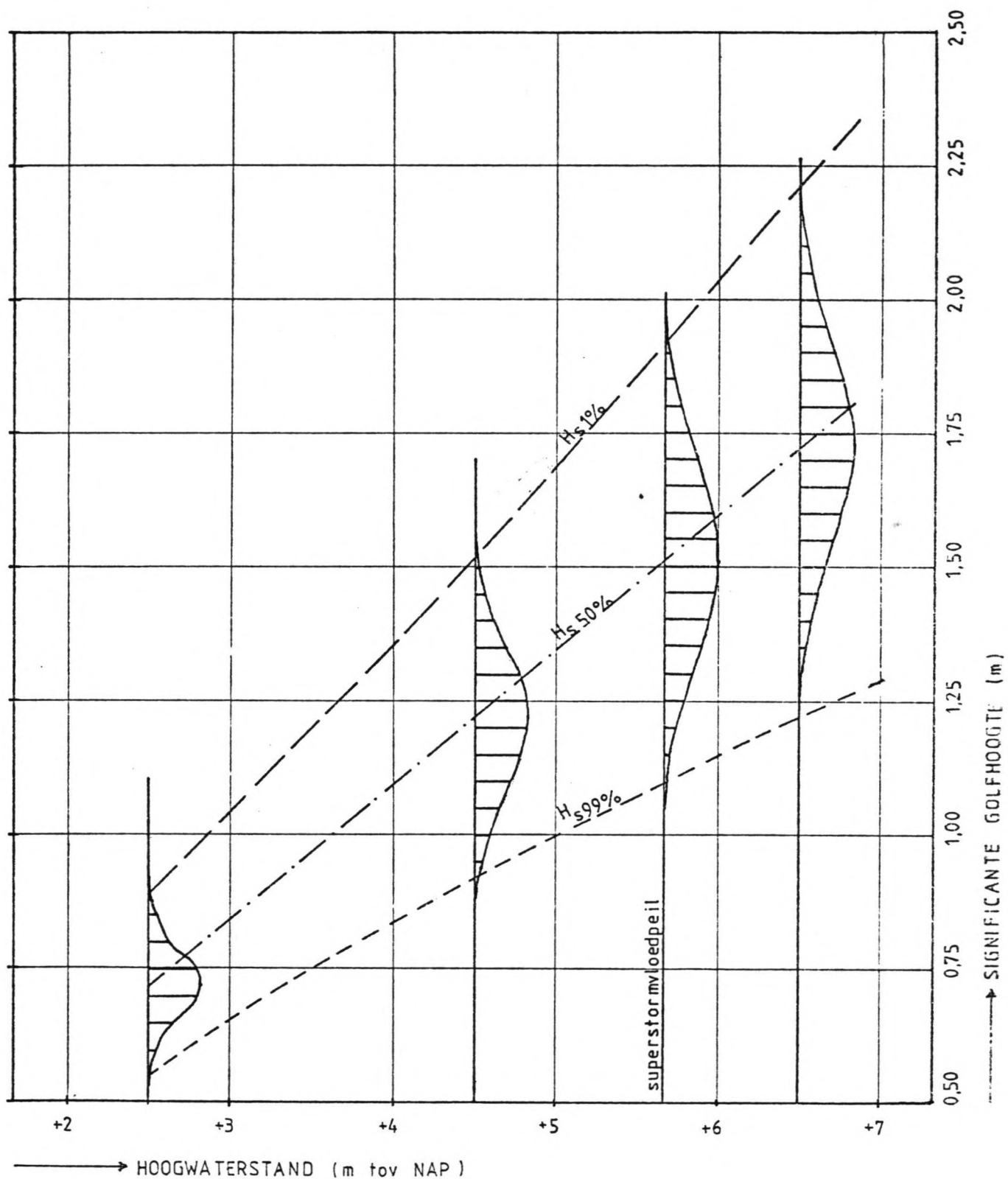
1. De sedimentatie van slib, voornamelijk langs het vaste land van de Waddenzee, heeft tot gevolg dat de Waddenzee langzaam kleiner wordt.
2. Daar de inhoud van een kombergingsgebied gerelateerd is aan het oppervlak van dat kombergingsgebied, wordt, als gevolg van de aanslibbing langs de rand, sediment (zand) in de Waddenzee afgezet.
3. Door een aantal deskundigen wordt wel verondersteld dat het waddengebied op de middellange termijn qua bodemhoogte rechtstreeks gerelateerd is aan het gemiddeld zeeniveau. Het mechanisme dat dit zou moeten veroorzaken is echter onvoldoende bekend, terwijl het laatste millennium het in conclusie 2 genoemde effect voor wat betreft de sedimenthuishouding vermoedelijk overheerst.
4. Uit vergelijking van recente lodingskaarten met kaarten uit de zestiger en het begin van de zeventiger jaren blijkt een waarschijnlijkheid van 70 % dat in de beschouwde periode een resulterend sedimenttransport is opgetreden naar de Waddenzee. Dit sedimenttransport varieert in de tijd en bedroeg over de beschouwde lodingsperiode mogelijk $8 \text{ à } 20 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{jaar}$. Gerelateerd aan een gemiddelde zeespiegelrijzing van 1,4 mm/jaar over de laatste eeuw is de waarschijnlijkheid dat een relatieve sedimentatie in de Waddenzee optreedt 60 %. De sedimentatie ten opzichte van het gemiddeld zeeniveau, is ongeveer $3 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{jaar}$ minder dan de sedimentatie ten opzichte van het NAP-vlak.
5. Het resulterende sedimenttransport zal, behalve van natuurlijke processen, mede het gevolg zijn van menselijke ingrepen (afsluitingen, zandwinning, gaswinning voor zover deze bodemdaling tot gevolg heeft), waardoor nog meer sediment (zand en/of slib) achterblijft om het waddengebied op te hogen c.q. weer gedeeltelijk aan te vullen. Zo is in de oostelijke Waddenzee nog een duidelijk sedimentatie-effect van de afsluiting van de Lauwerszee waar te nemen. Waarschijnlijk speelt in de westelijke Waddenzee de afsluiting van de Zuiderzee in dit opzicht ook nog steeds een rol.
6. Het aangevoerde zand wordt waarschijnlijk door de aangrenzende strook van de Noordzee en de Noordzeekust van de waddeneilanden en het noorden van Noord-Holland geleverd. Het slib wordt hoofdzakelijk vanuit de Noordzee aangevoerd via het noordgaande slibtransport langs de Nederlandse kust.
7. De ten behoeve van de huidige contingenteringsregeling opgestelde "Vlieformule" is op gemiddelde getijvolumina gebaseerd. Het is niet mogelijk gebleken om deze formule middels een theoretisch beter onderbouwde basis bij te stellen of te vervangen.
8. Als in ondiepe geulen en in platen zand is gewonnen, kan het omliggende platengebied verlagen. Deze verlaging neemt af als functie van de afstand tot de winplaats en wordt na verloop van tijd weer opgeheven door de afzetting van "nieuw" sediment. Het al dan niet verlagen van het platengebied hangt sterk af van de lokale omstandigheden.
9. Waar zand in diepere geulen wordt gewonnen is geen verlaging dientengevolge van het omringende platengebied merkbaar.
10. Evaluatie van de gegevens van oude zandwinputten met betrekking tot de sedimentatie wijst uit dat de sedimentatiesnelheid sterk uiteenloopt. De grootste sedimentatiesnelheden worden gevonden in gebieden met een groot natuurlijk sedimenttransport.
11. In de sedimenthuishouding van de Waddenzee hebben de zand- en de slibfractie een verschillende bron. Indien een winput zodanig is gelegen dat het gewonnen materiaal (grotendeels) wordt vervangen door slib, dan zal de invloed op de morfologische veranderingen in de Waddenzee en de Noordzee gering zijn. Het opslibbingsproces kan, afhankelijk van de locatie, evenwel lang duren.
12. Indien uitgegaan wordt van de werkhypothese dat de Waddenzee met de eilanden en de hieraan grenzende strook van de Noordzee tot NAP -15 m voor wat betreft de zandbalans één gesloten systeem vormt, zal als gevolg van (continue) zandwin-

- ning in de Waddenzee na verloop van tijd een achteruitgang van kust en vooroever plaatsvinden. Uitgaande van de maximale zandwinning volgens de contingeringsregeling ($4,5 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{jaar}$ en een zeewaartse grens van dit gesloten systeem op ongeveer NAP -15 m (grens van de beschikbare lodingen), zou het resulterende sedimenttransport vanuit deze kuststrook naar de Waddenzee toe ter compensering van de zandwinning (ruim geschat) $3 \text{ à } 4 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{jaar}$ bedragen. Over de juistheid van deze werkhypothese zijn echter recentelijk twijfels gerezen.
Zoals in punt 4 vermeld kan het totale resulterende sedimenttransport naar de Waddenzee mogelijk $8 \text{ à } 20 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{jaar}$ bedragen.
13. Gezien de bijdrage van de compensering als in punt 12 bedoeld lijkt de indirecte invloed van zandwinning op de veranderingen in deze kuststrook niet te verwaarlozen. Deze invloed houdt een verdieping van de kuststrook in, die gemiddeld over de gehele beschouwde kuststrook minder (waarschijnlijk duidelijk minder) dan 3 mm/jaar zal bedragen.
 14. Aan de bodem gebonden plantaardig leven kan op diepere zandwinlocaties (NAP -5 m of dieper) door te lage lichtintensiteit niet gedijen. De aldaar aanwezige bodemfauna wordt door zandwinning vrijwel geheel vernietigd. Daar waar in grotere geulen met een belangrijk debiet de bodemfauna van nature slecht ontwikkeld is berokkent zandwinning weinig directe schade. In ondiepere gebieden, nabij wantijen en op platen is die schade door de aldaar rijkelijk aanwezige fauna veel groter.
 15. Na het beëindigen van de winactiviteiten blijkt in de onderzochte putten in de diepere geulen een snelle aanvulling met sediment op te treden en tevens een snel herstel van de bodemfauna, zowel naar hoeveelheid als soortensamenstelling. In ondiepere delen van het gebied, vooral op platen, blijkt zowel de opvulling van de put als het herstel van de fauna veel langzamer (dikwijls over meerdere jaren) te verlopen, waarbij het weggezogen zand vervangen wordt door slib.
 16. Zand- en schelpenwinning beïnvloedt de waterkwaliteit doordat aan het vrije water op de winlocatie gesuspendeerde en opgeloste stoffen worden toegevoegd, afkomstig uit de bodem. Deze stoffen, die deels toxisch kunnen zijn voor organismen en die in het bodemwater aanzienlijk hogere concentraties kunnen bereiken dan in het vrije water, lijken op de plaatsen waar onderzoek is verricht, geen verontrustend hoge waarden te bereiken. Ook blijkt de invloed van vrijgemaakte gereduceerde verbindingen op de zuurstofbalans in de onderzochte gebieden (Wierbalg, Blauwe Slenk) met in hoofdzaak grof sediment van geen of weinig betekenis.
In fijner sediment (vnl. in ondiepere geulen, op wantijen en op platen) kunnen de concentraties van toxische en gereduceerde verbindingen aanzienlijk hoger zijn.
 17. Zandwinning geeft vooral bij overvloed een verhoging van concentratie van zwevend materiaal over afstanden tot zeker 2 km in de hoofdstroomrichting. Bovendien blijkt opgewoeld fijn sediment na afloop van de winning nog langere tijd (ten minste één dag) in suspensie te blijven. Dit impliceert een verhoging van de concentratie van de fijne sedimentfractie over langere tijd en in een groter gebied.
 18. Een verhoging van het sedimentgehalte kan flora en fauna negatief beïnvloeden. Het negatieve effect op de flora door het verminderen van de lichtdoordringing beperkt zich vermoedelijk tot de fotosynthese. Het effect op de fauna is meer complex. Er zijn talrijke aanwijzingen gevonden, ook gedurende dit onderzoek, voor een negatieve beïnvloeding van organismen door aanwezigheid gedurende langere termijn van vooral fijn anorganisch zwevend sediment.
 19. De van nature aanwezige concentratie aan zwevend sediment is in de Waddenzee relatief hoog, maar is gemiddeld in de zomer aanzienlijk lager dan in de winter. Het groei- en vestigingsseizoen van wadorganismen valt vrijwel altijd in de zomer. Verwacht mag worden dat daarom negatieve effecten van zandwinning in de zomer sterker zullen zijn dan in de winter.
 20. Het effect van zand- en schelpwinning op de vogel- en zeehondenconcentraties lijkt beperkt tot verstoring door lawaai en door visuele aanwezigheid en activiteit. In het algemeen zal, bij winning in diepere geulen, het effect op vogelconcentraties gering zijn. In afwachting van de resultaten van nog lopend onderzoek zou winning nabij rustplaatsen van de zeehond, binnen een afstand van 1,5 km, vermeden dienen te worden.
 21. Ecologische gevolgen van tijdelijke of blijvende morfologische veranderingen zijn niet bestudeerd daar er geen aanwijzingen zijn dat dergelijke veranderingen optreden als gevolg van zandzuigen. Hierbij is mede in overweging genomen dat organismen uit de sterk dynamische waddenbiotoop aangepast zijn aan van nature aanwezige veranderingen in het sedimentatieregime.

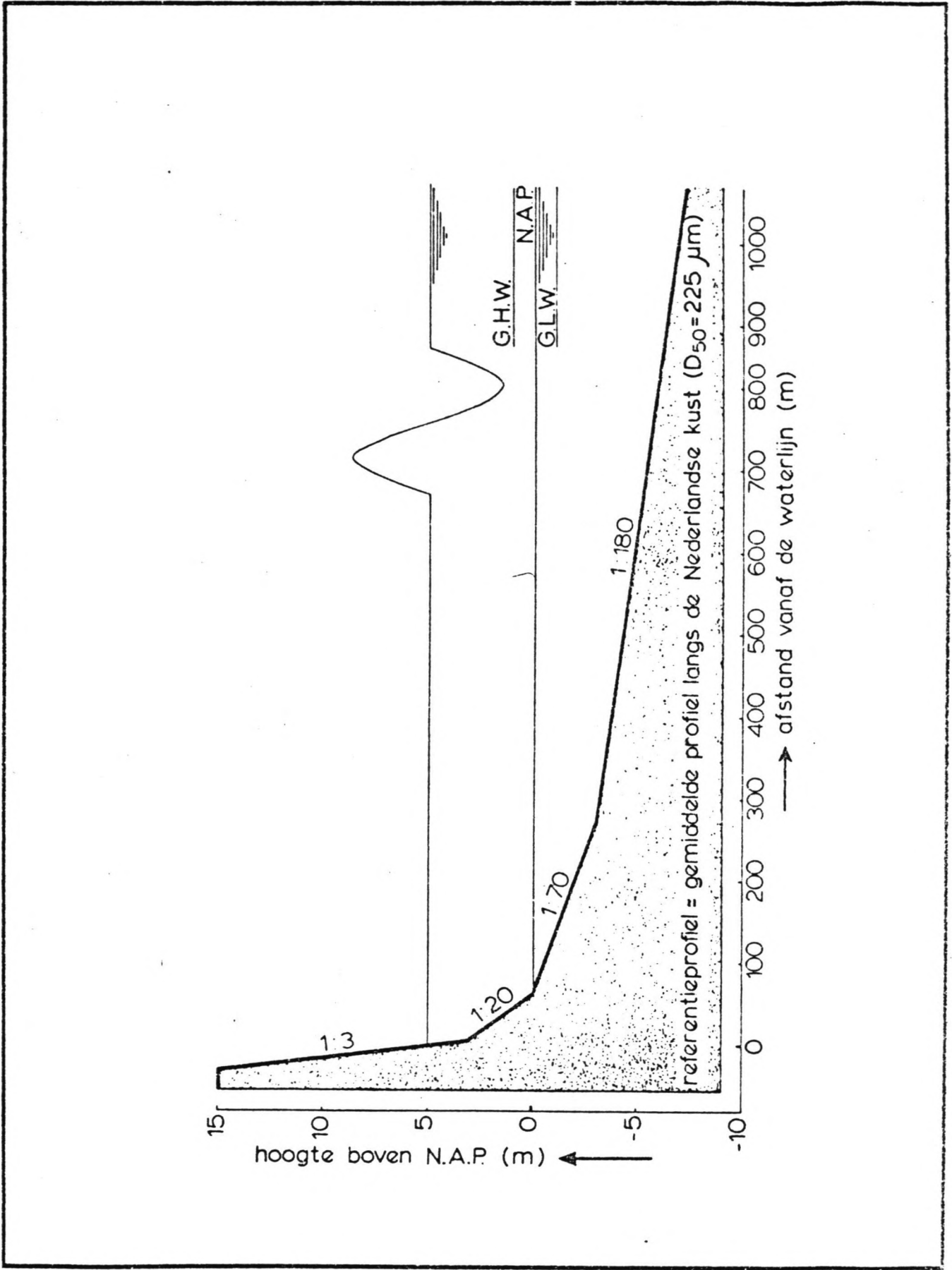


- X model resultaat
- O model resultaat herleid naar prototype
- ⊙ uiteindelijk prototype resultaat

Figuur 1. Principe schaalserie



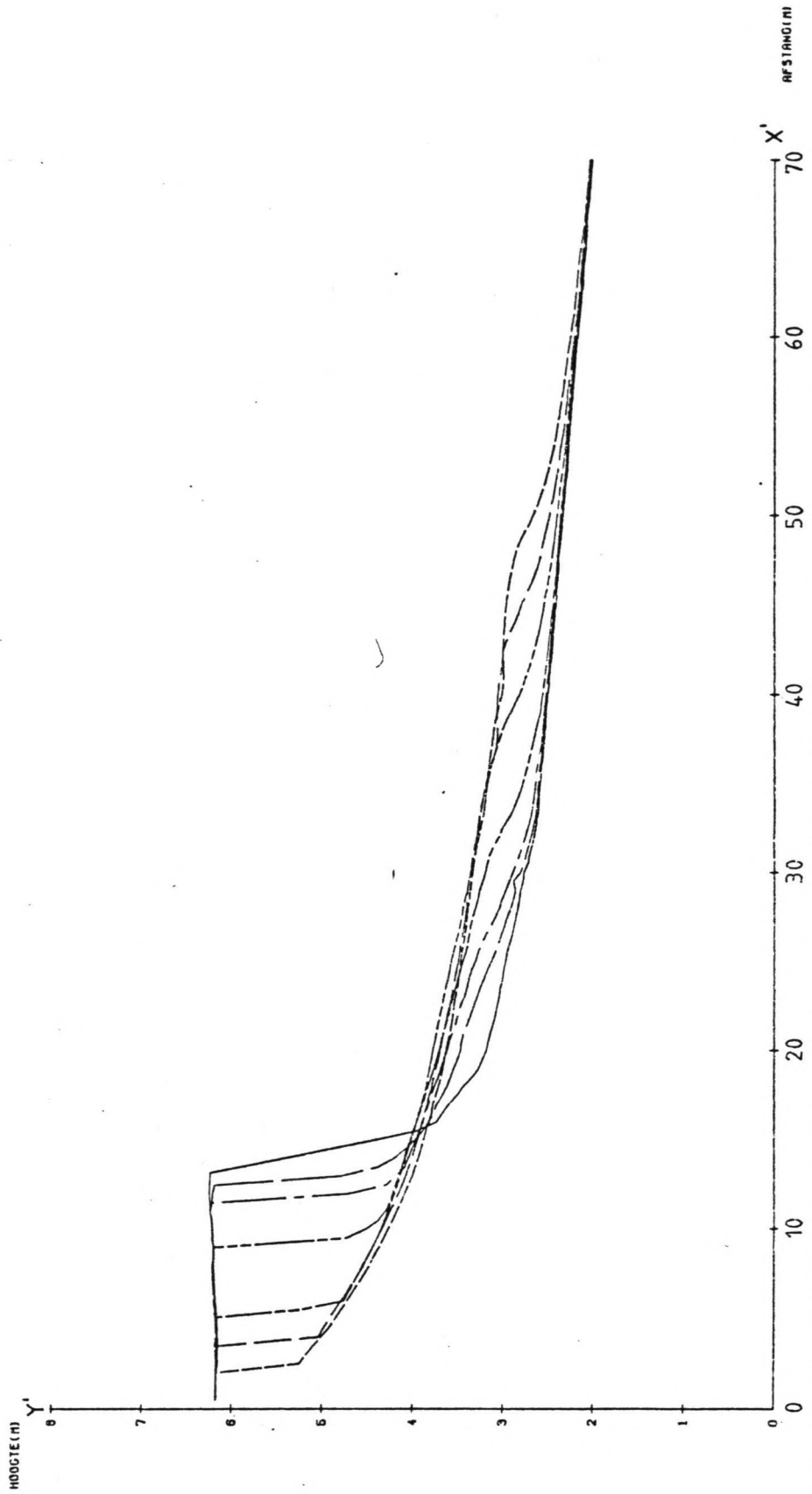
Figuur 2. Significante golfhoogte-waterstandrelatie ter
 plaats van het Friese Wad



Figuur 3. Referentieprofiel

TIJDS TIP NA BEGIN PROEF

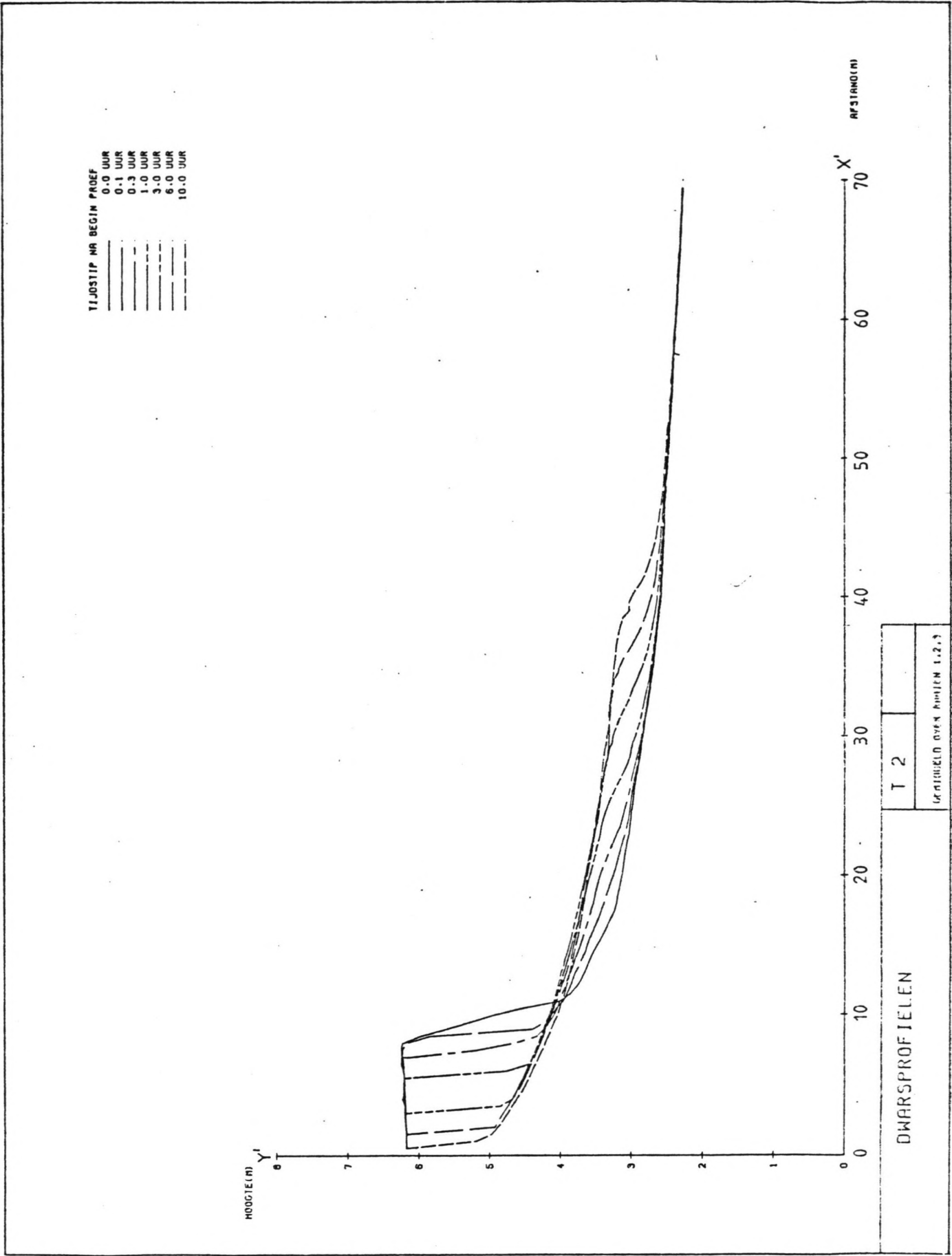
0.0 UUR
0.1 UUR
0.3 UUR
1.0 UUR
3.0 UUR
6.0 UUR
10.0 UUR



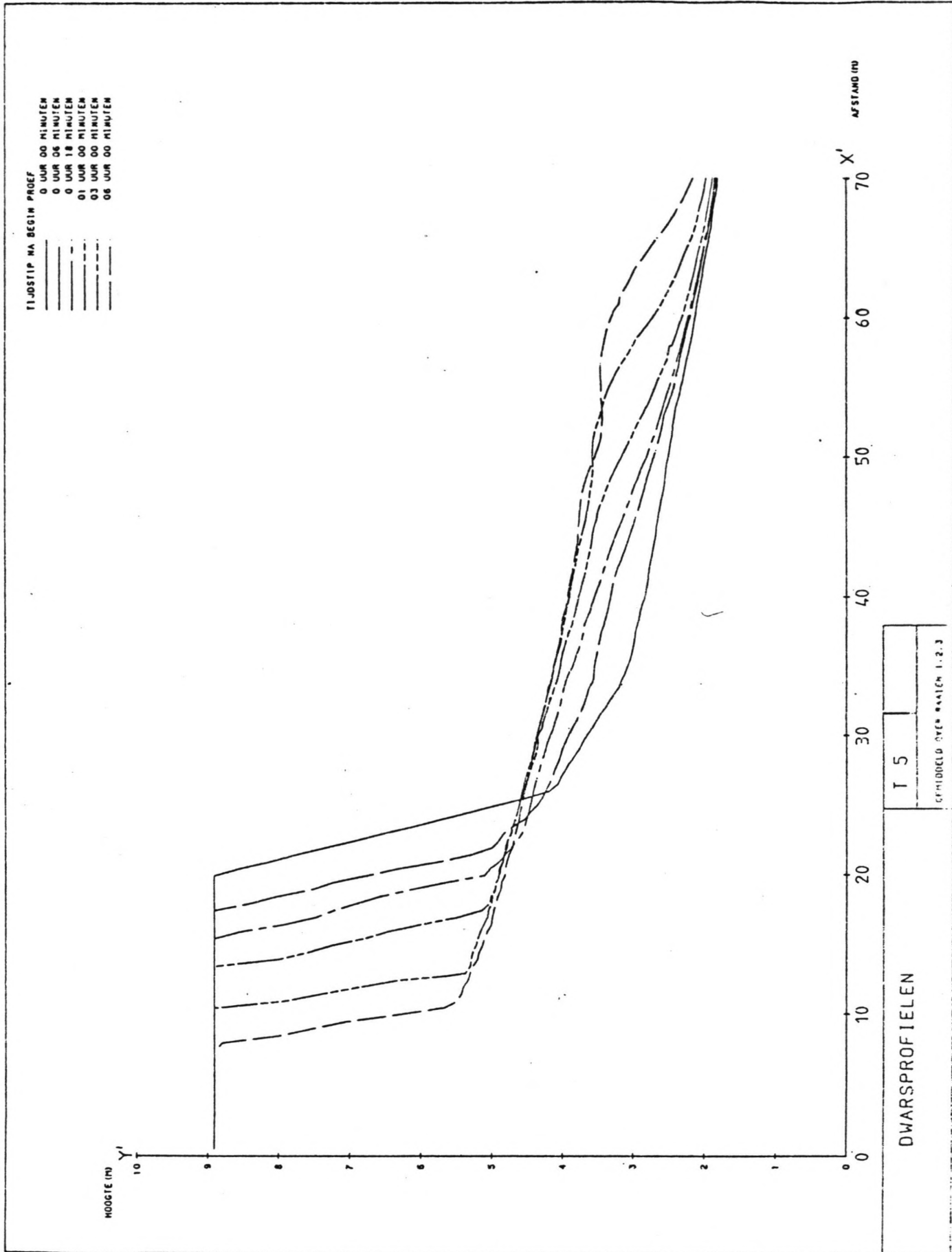
T 1
 GEFILMELD OVER RAKEN 1 EN 3

DWARSPROFIELEN

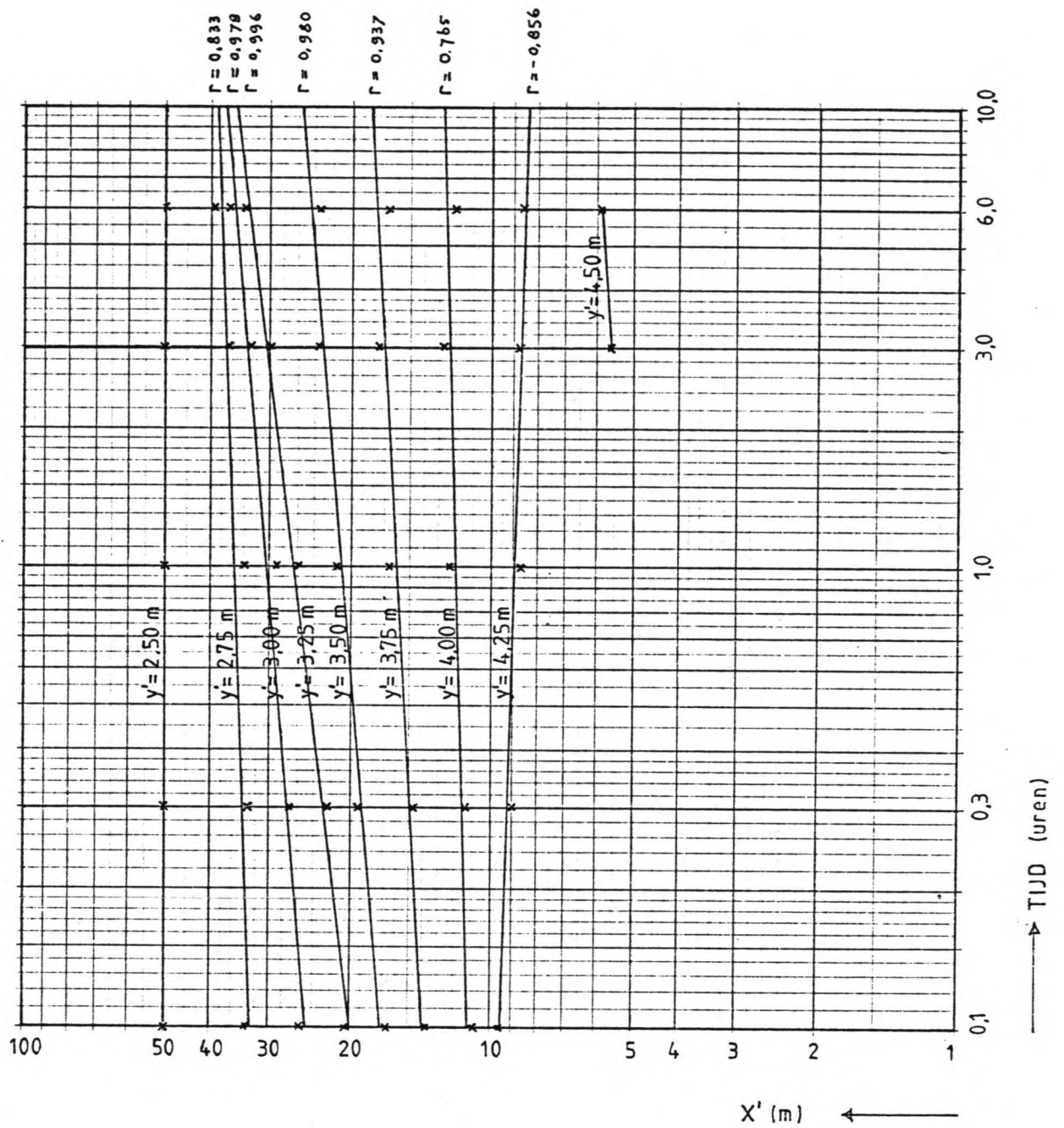
Figuur 4. Gemeten afslagprofielen, modelproef T1



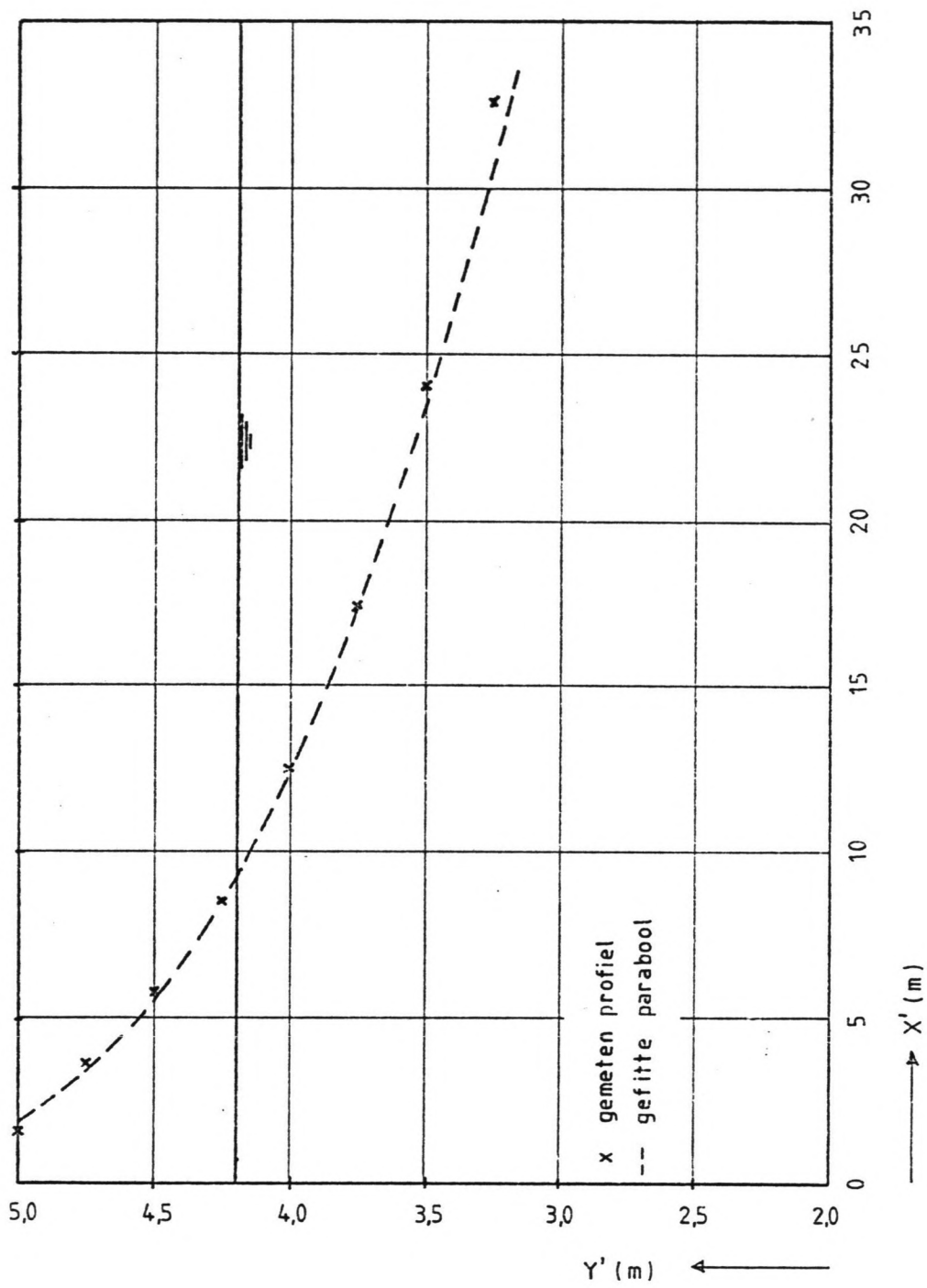
Figuur 5. Gemeten afslagprofielen, modelproef T2



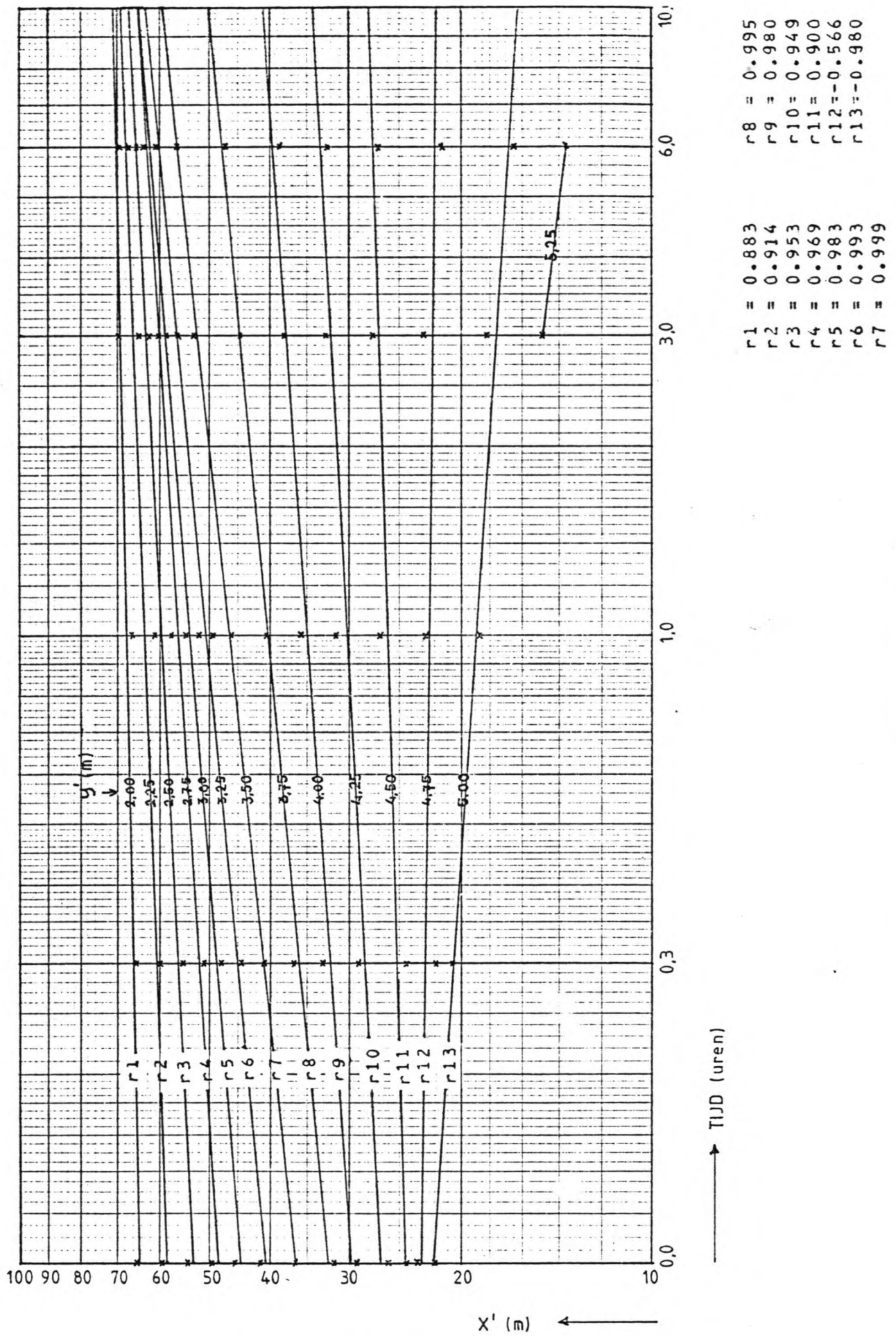
Figuur 6. Gemeten afslagprofielen, modelproef T5



Figuur 7. Hoogtelijnen afslagprofiel als functie van de tijd, modelproef T2

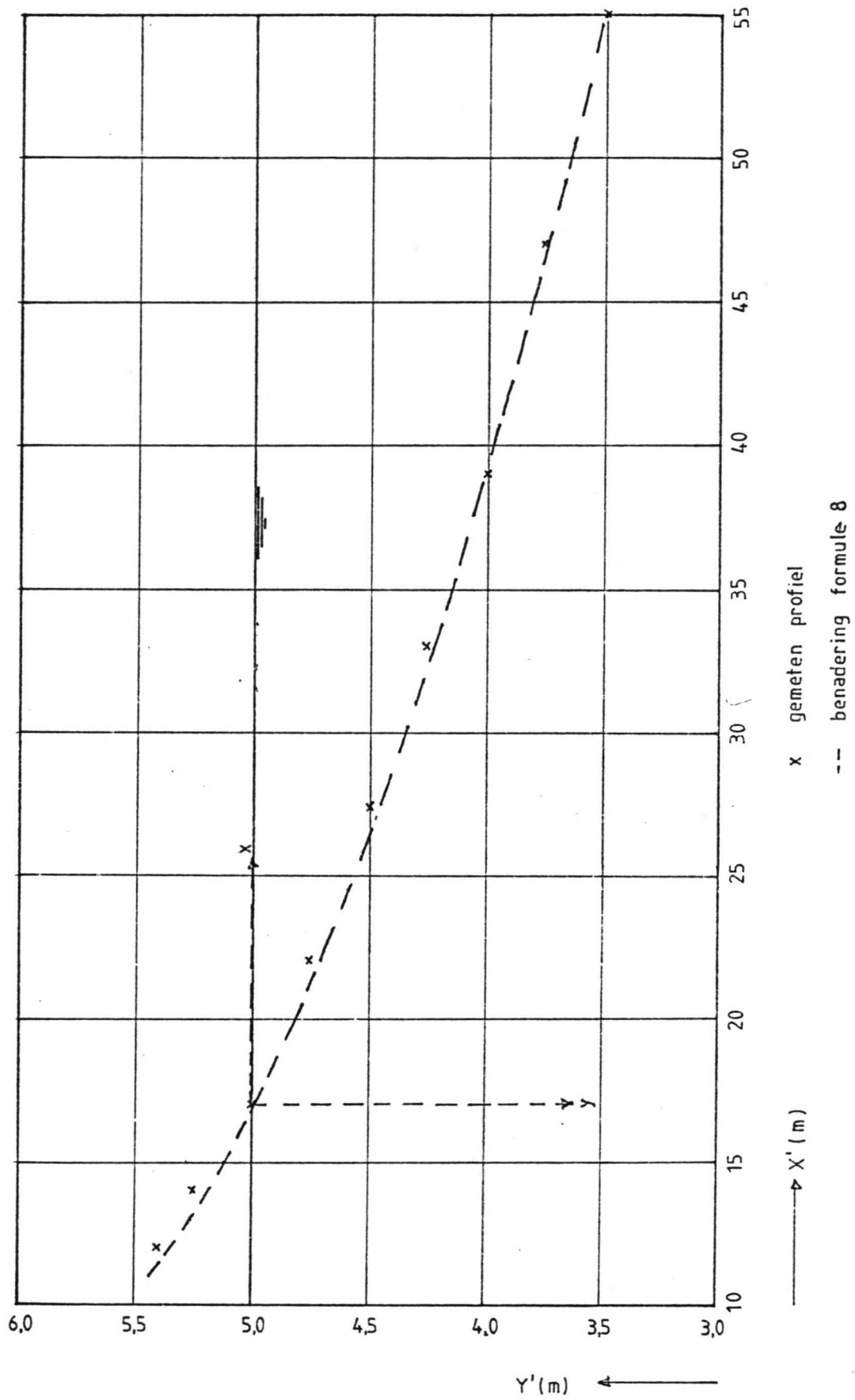


Figuur 8. Afslagprofiel na 5 uur, modelproef T2

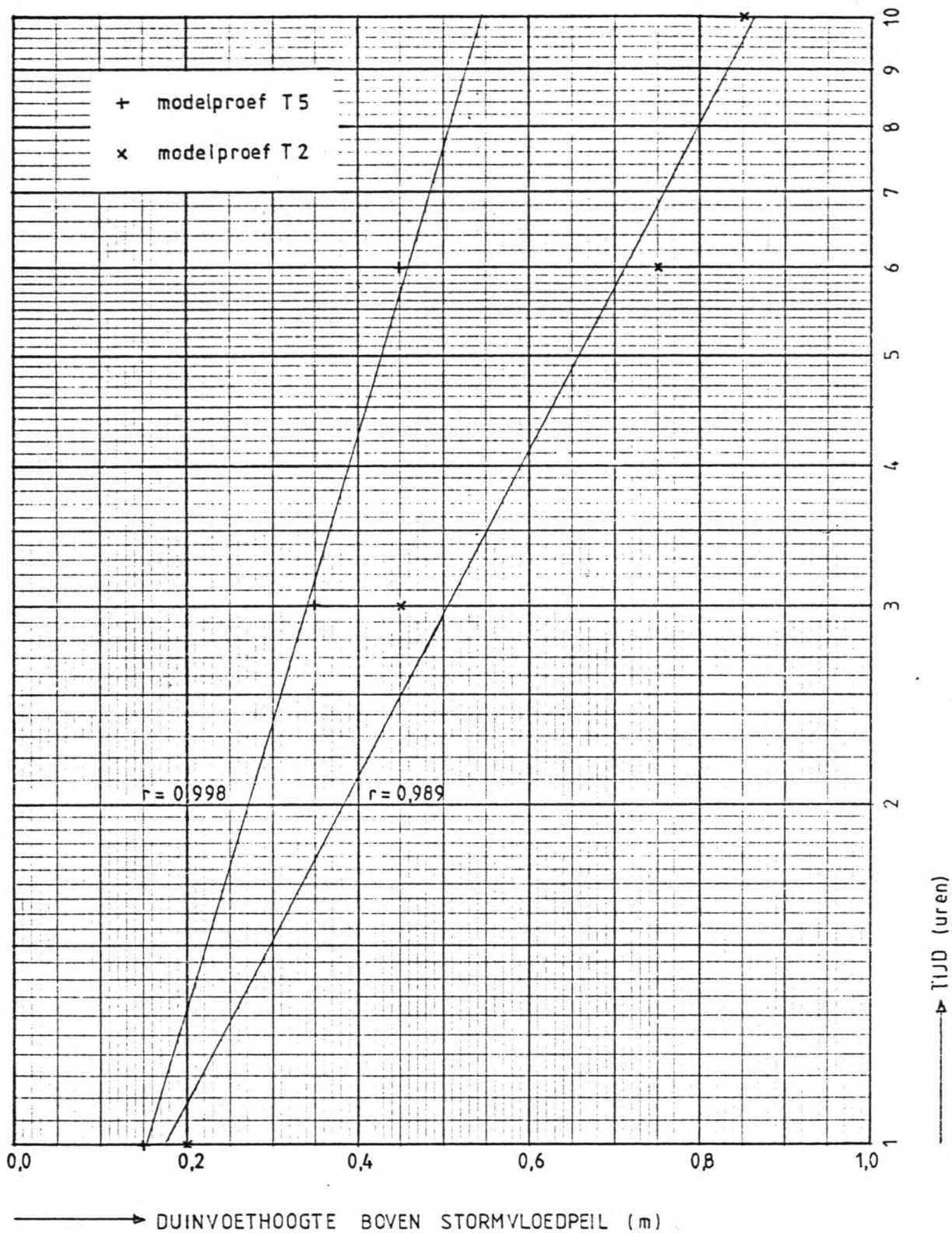


- r1 = 0.883
- r2 = 0.914
- r3 = 0.953
- r4 = 0.969
- r5 = 0.983
- r6 = 0.993
- r7 = 0.999
- r8 = 0.995
- r9 = 0.980
- r10 = 0.949
- r11 = 0.900
- r12 = 0.566
- r13 = 0.980

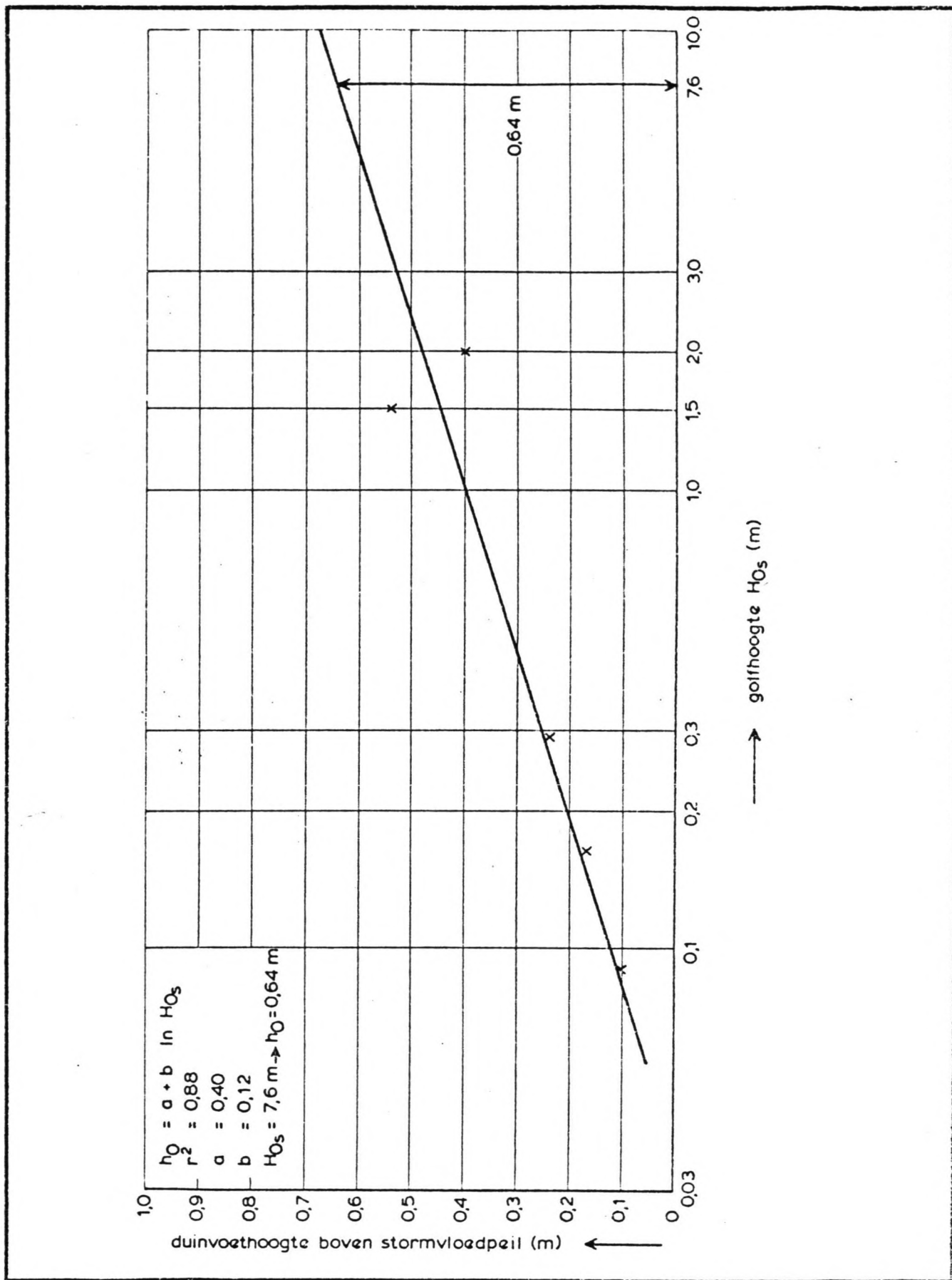
Figuur 9. Hoogtelijnen afslagprofiel als functie van de tijd, modelproef T5



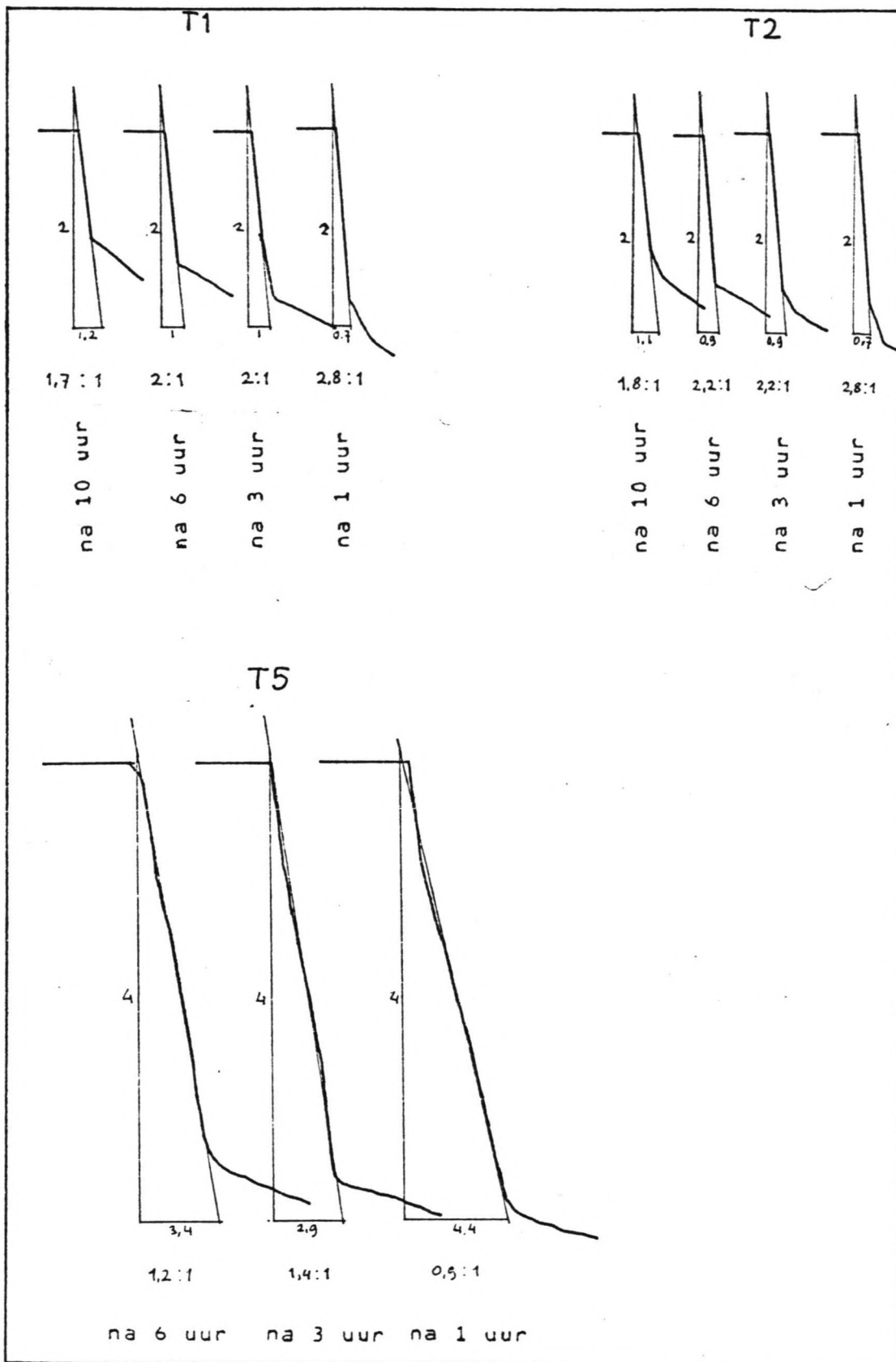
Figuur 10. Afslagprofiel na 5 uur, modelproef T5



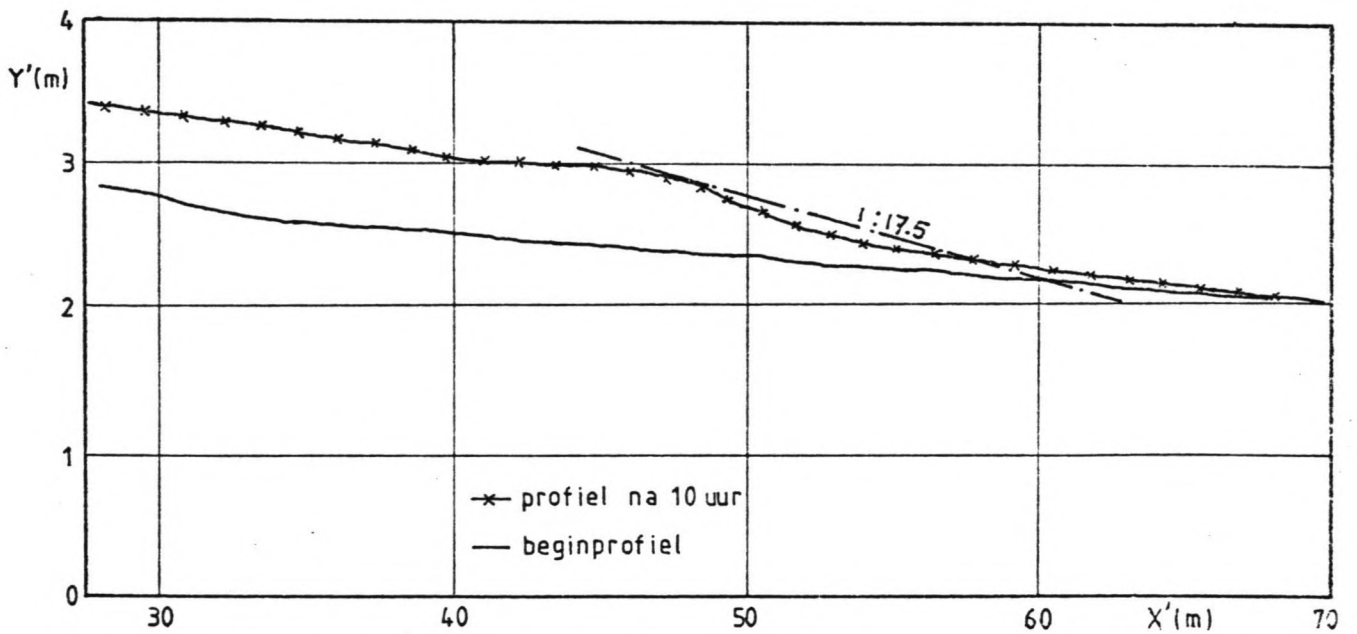
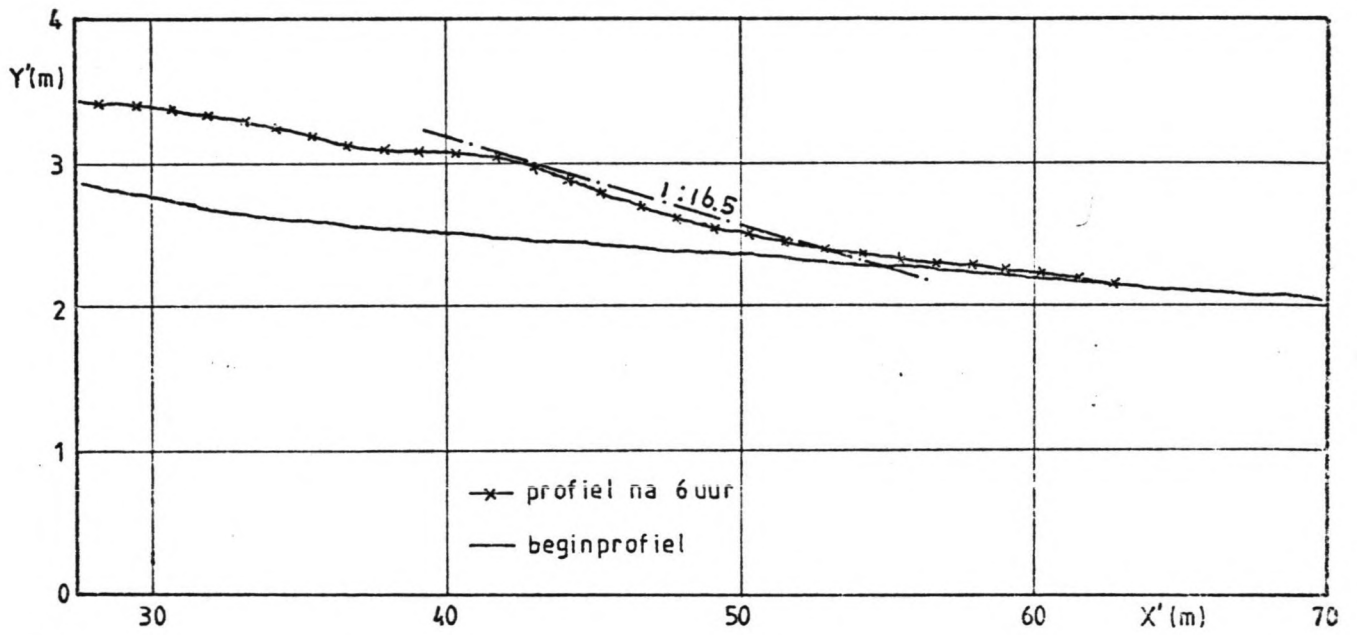
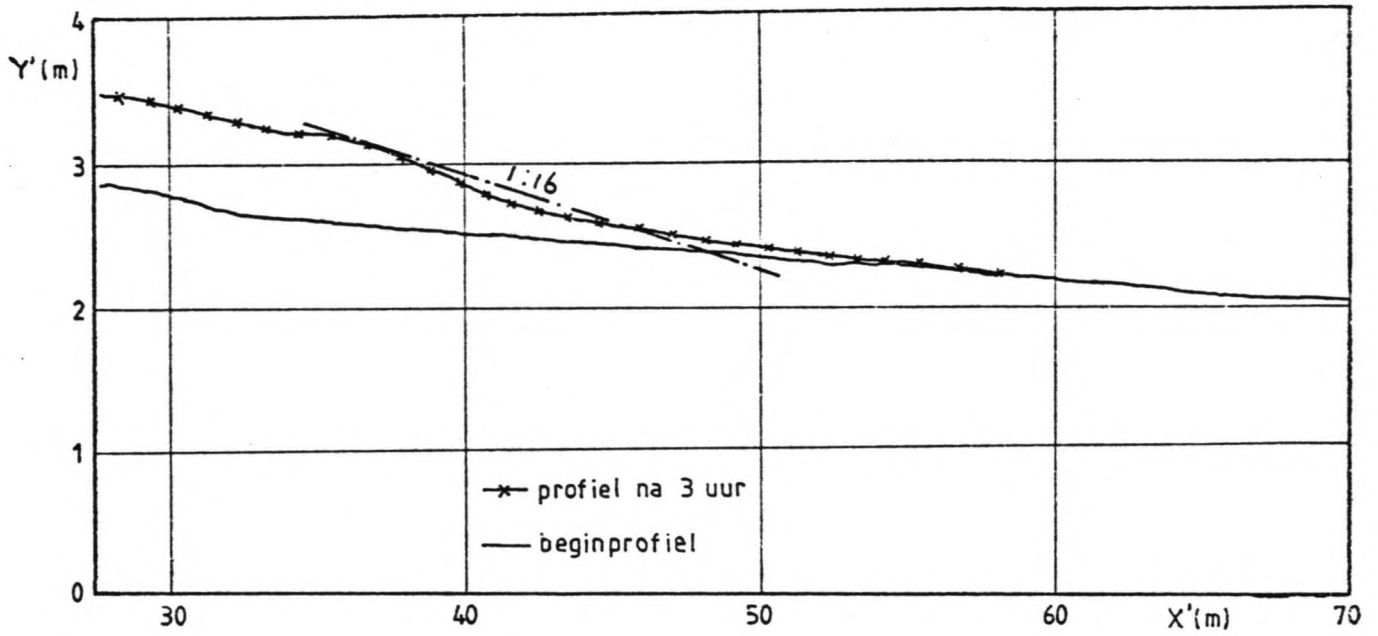
Figuur 11. Duinvoetheogte boven s.v.p. als functie van de tijd, modelproeven T2 en T5



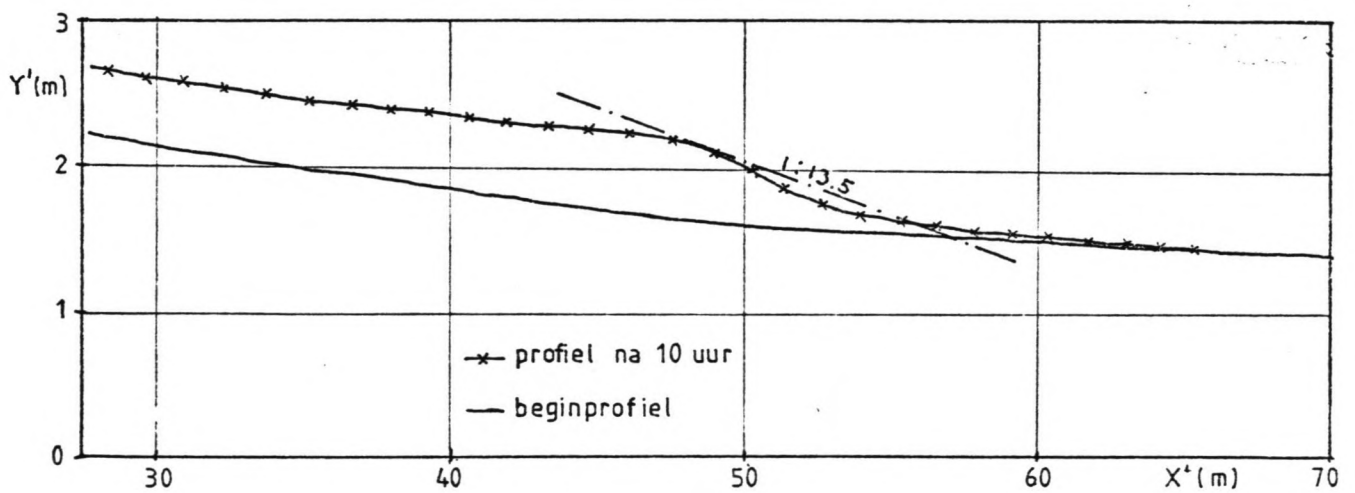
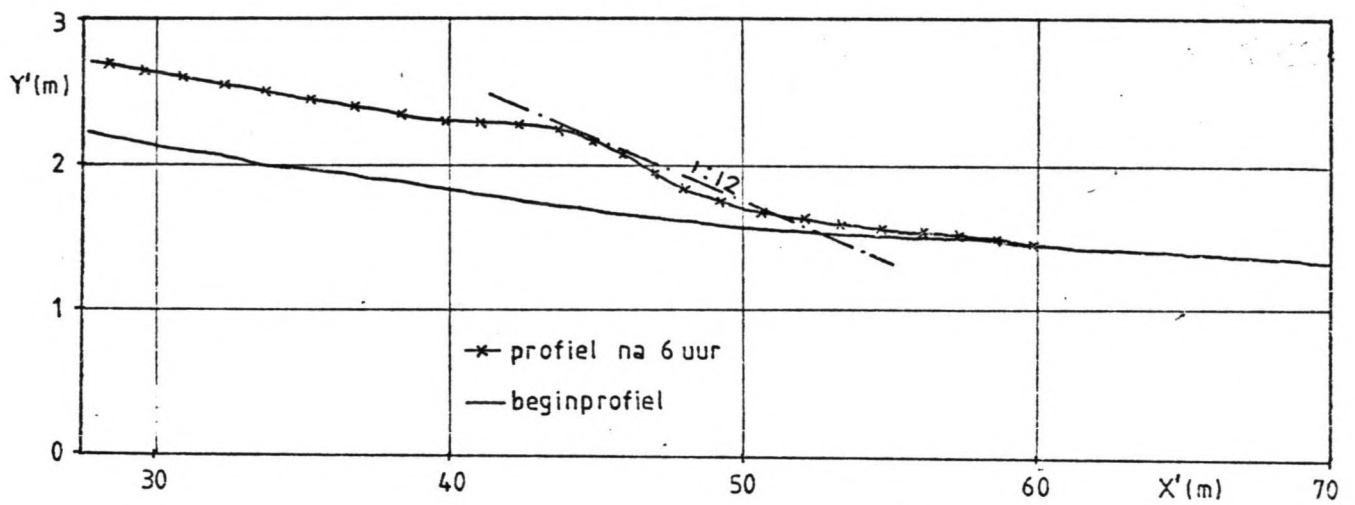
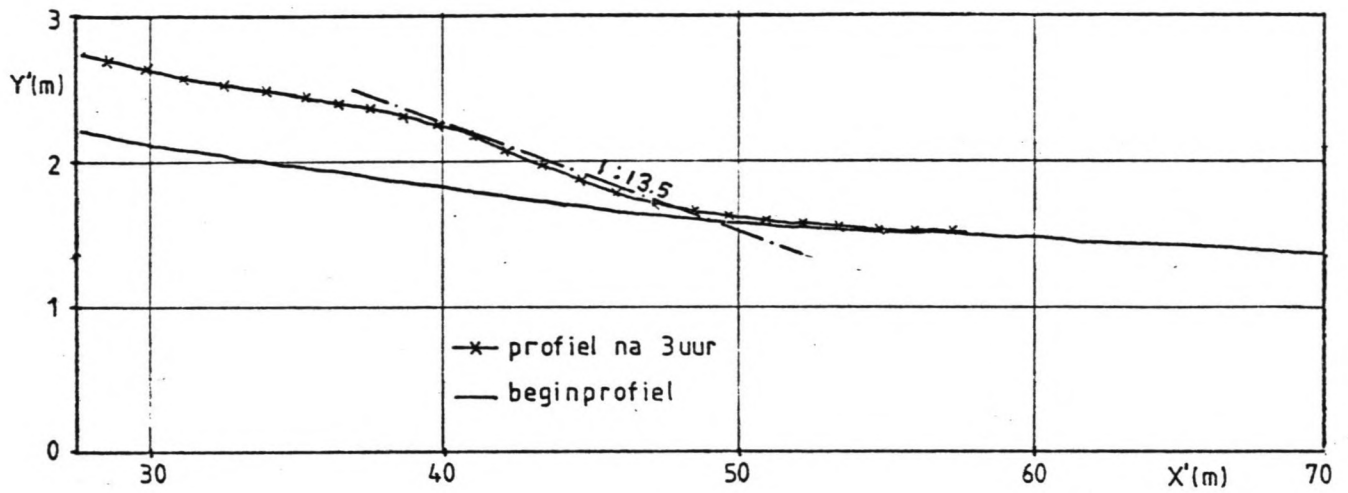
Figuur 12. Duinvoetheogte boven s.v.p. als functie van de golfhoogte, afgeleid uit de schaalserie duinafslag (lit.17)



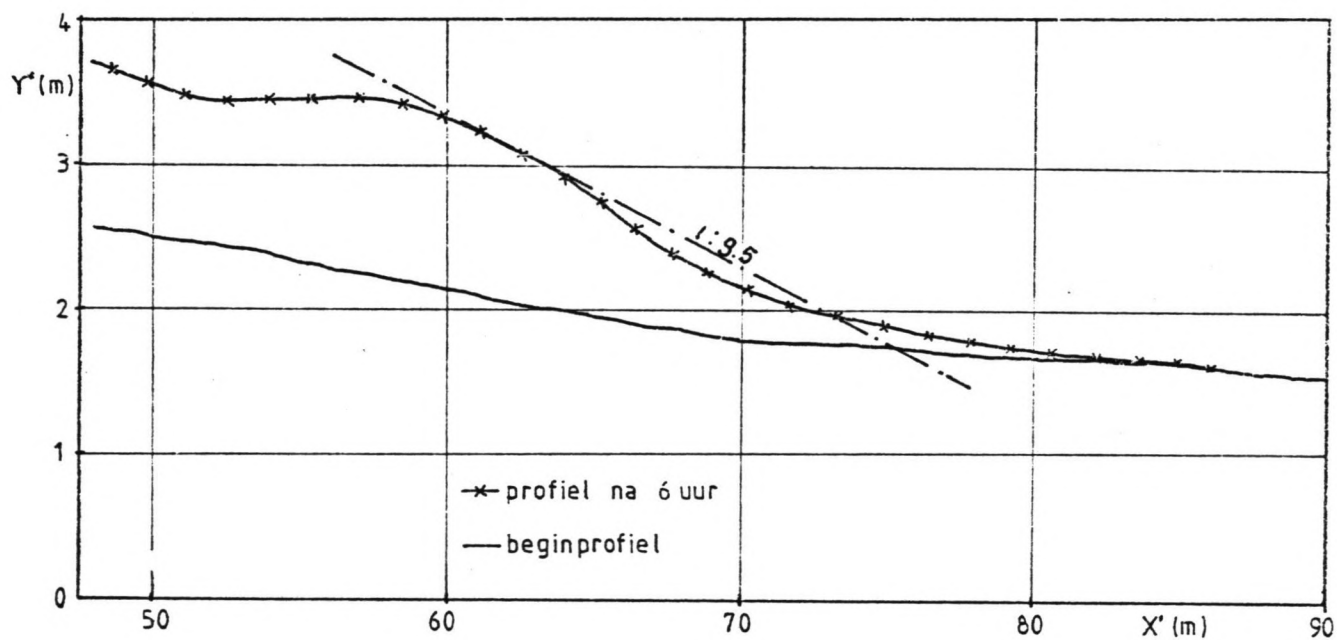
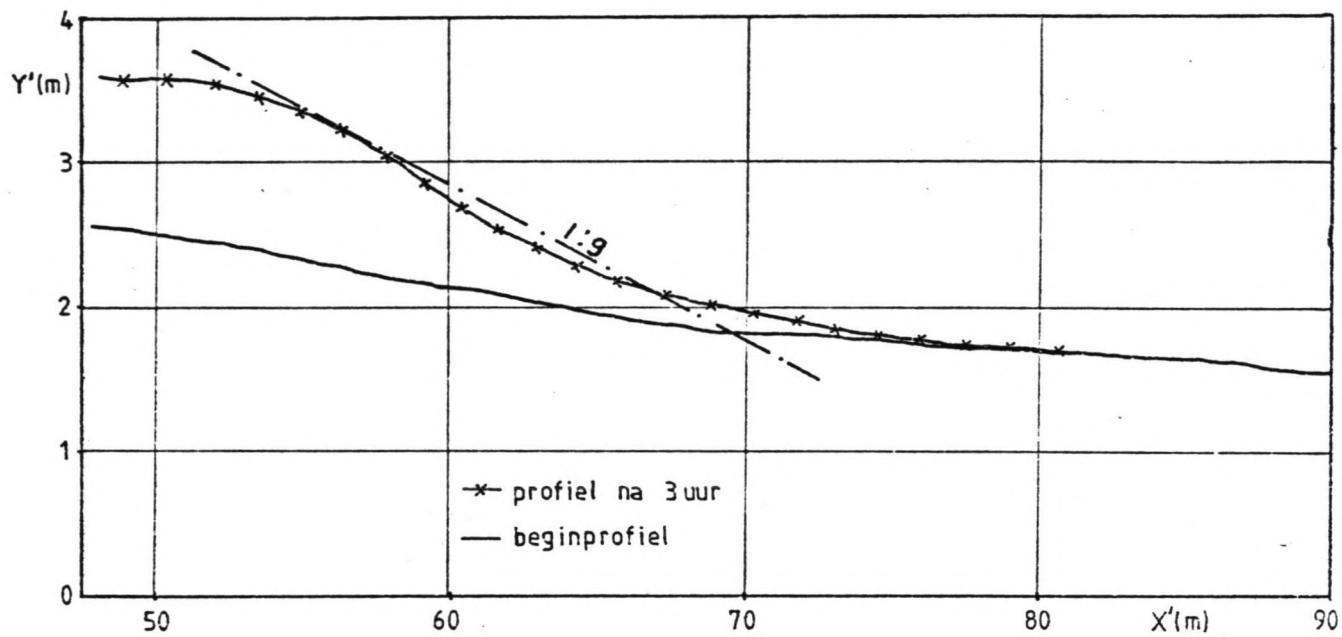
Figuur 13. Helling van het duinfront, modelproef T1, T2 en T5



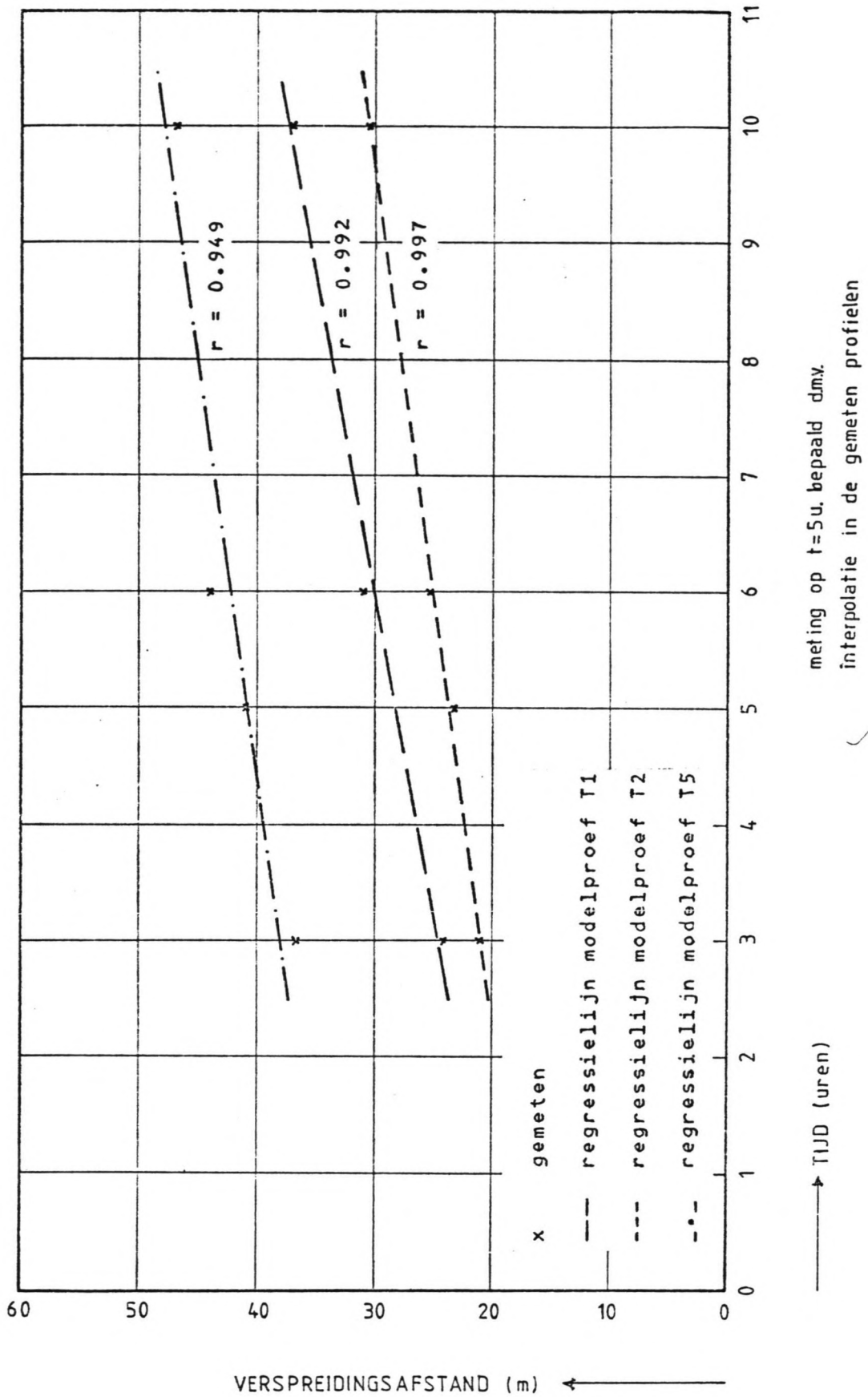
Figuur 14A. Helling van de zeevaartse begrenzing, modelproef T1



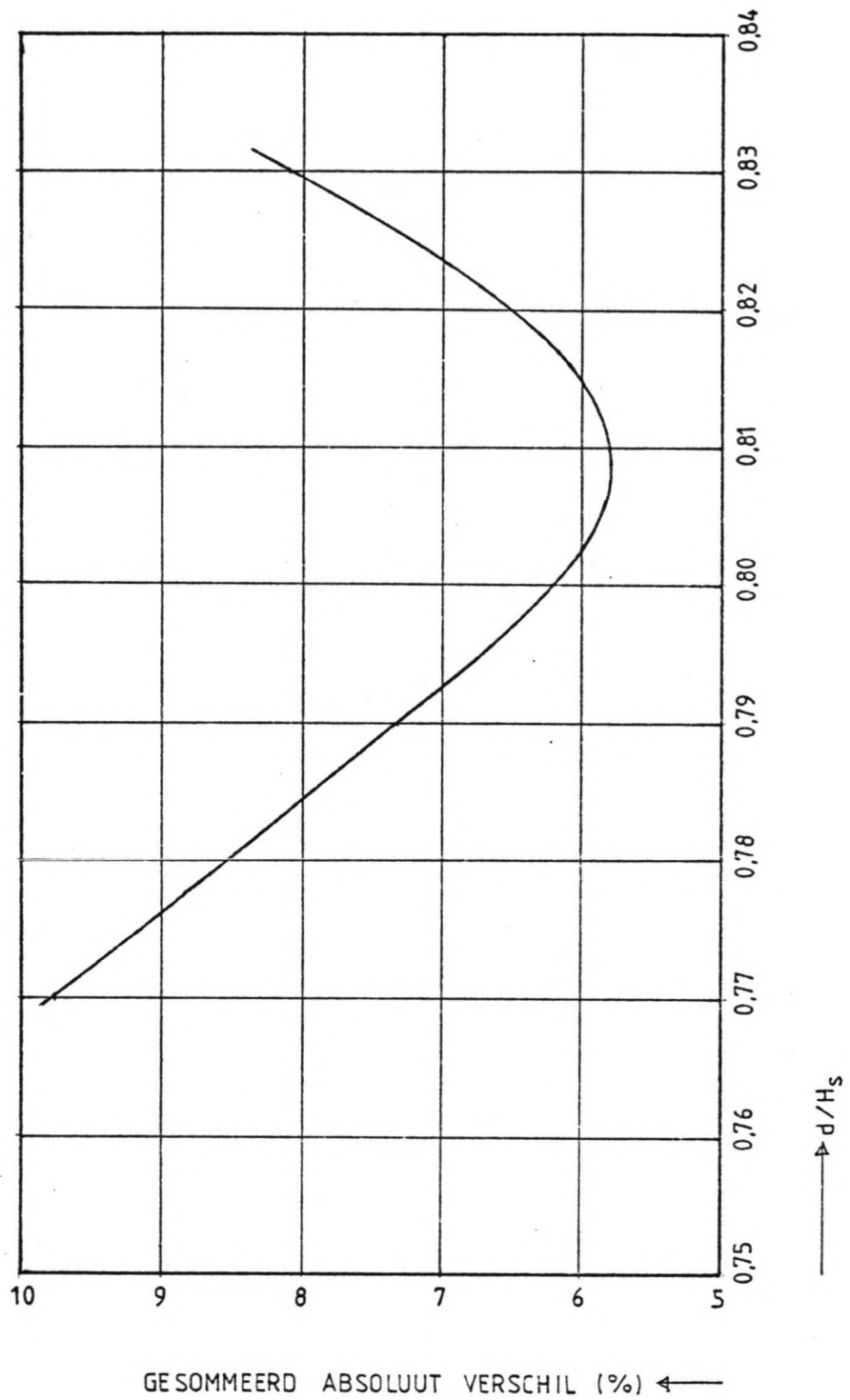
Figuur 14B. Helling van de zeevaartse begrenzing, modelproef T2



Figuur 14C. Helling van de zeevaartse begrenzing, modelproef T5



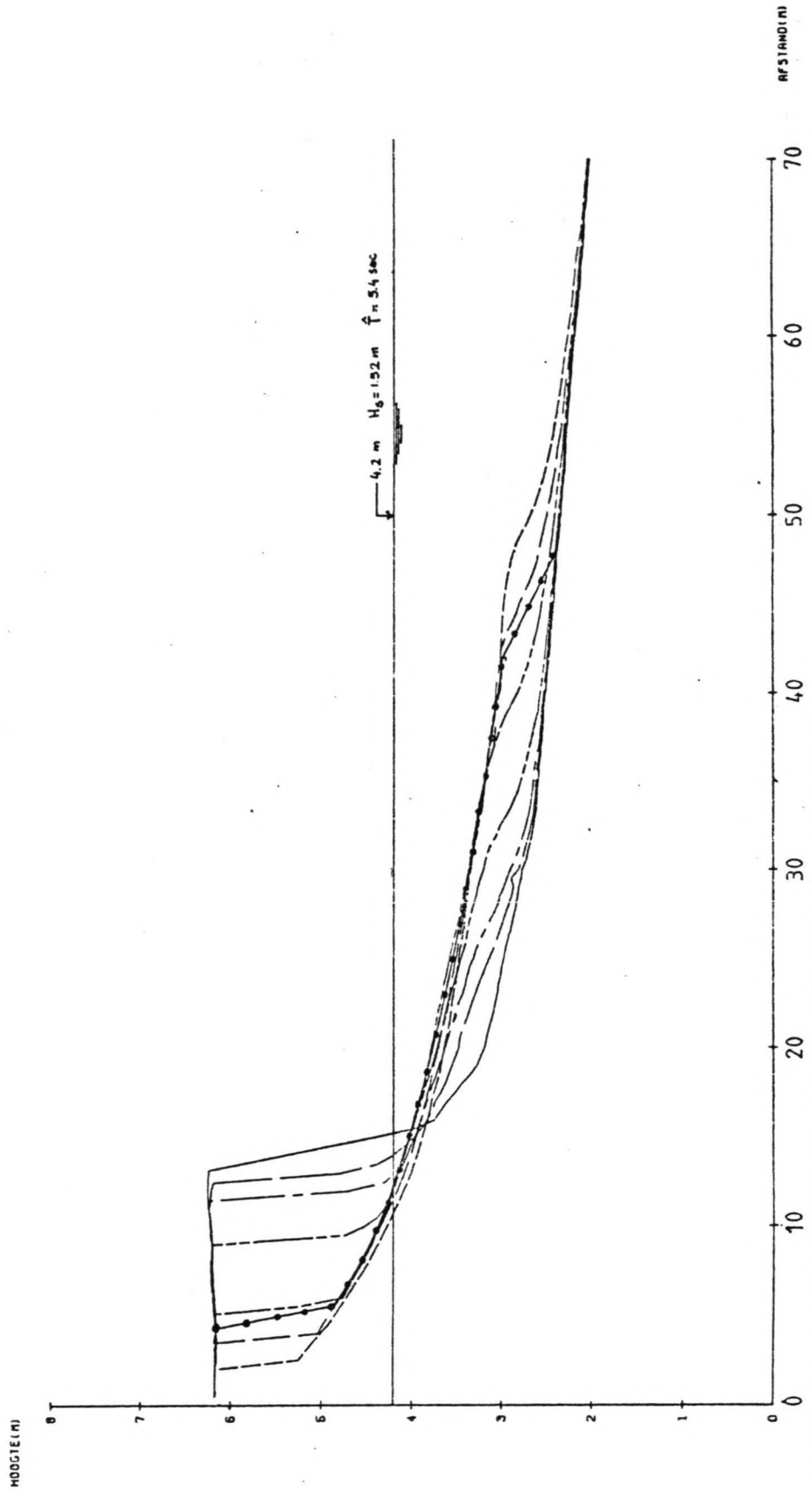
Figuur 15. Verspreidingsafstand als functie van de tijd



Figuur 16. Gesommeerd verschil tussen berekende en gemeten hoeveelheid duinafslag modelproeven T1, T2 en T5 als functie van de factor d/H_s

-e- profiel volgens rekenmodel

TIJDSTIP NA BEGIN PROEF
0.0 UUR
0.1 UUR
0.3 UUR
1.0 UUR
3.0 UUR
6.0 UUR
10.0 UUR



DWARSPROFIELEN

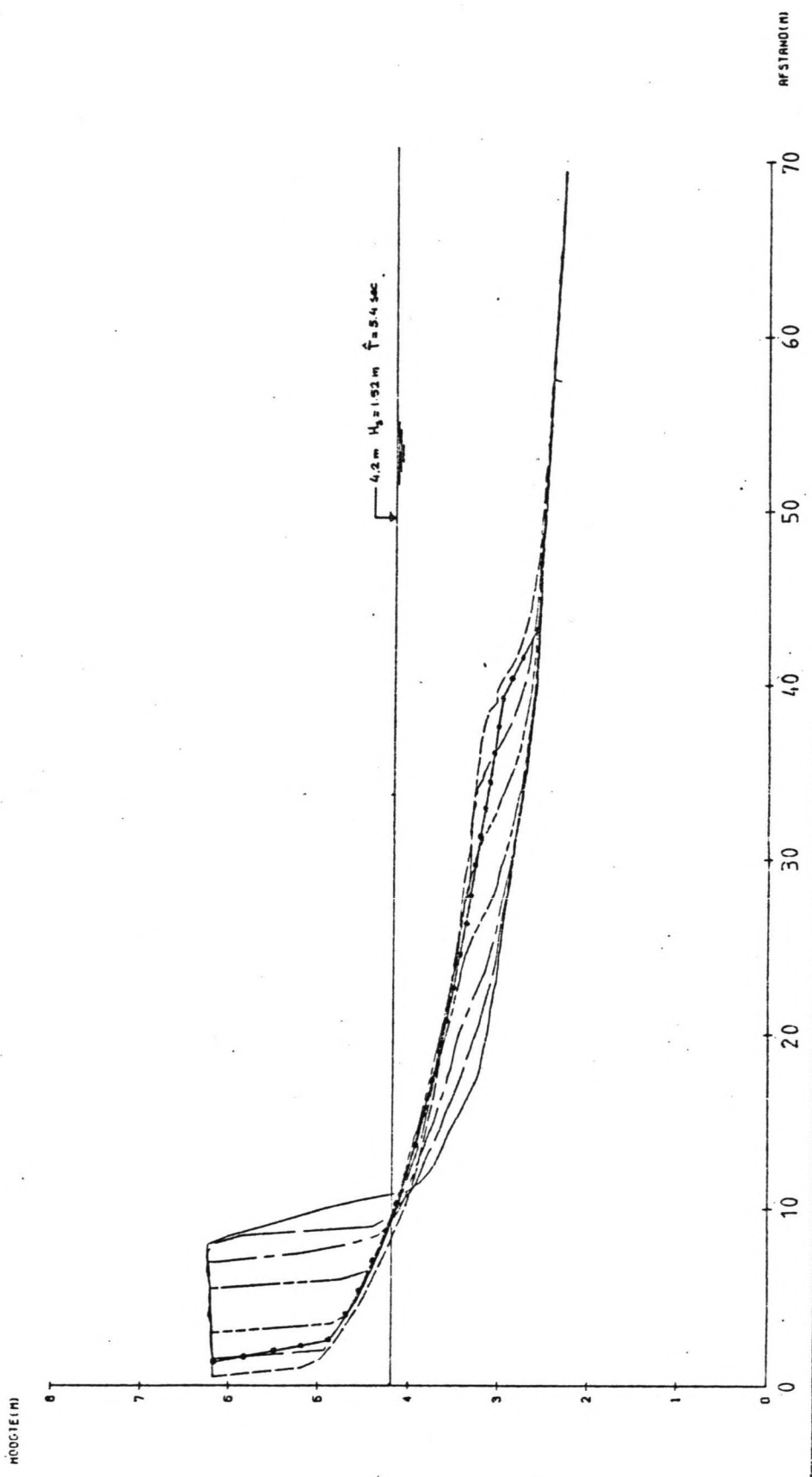
T 1

GEMIDDELD OOR DE PROEF (T = 1 EN 3)

Figuur 17. Gemeten en berekende afslagprofiel, modelproef T1

-e- profiel volgens rekenmodel

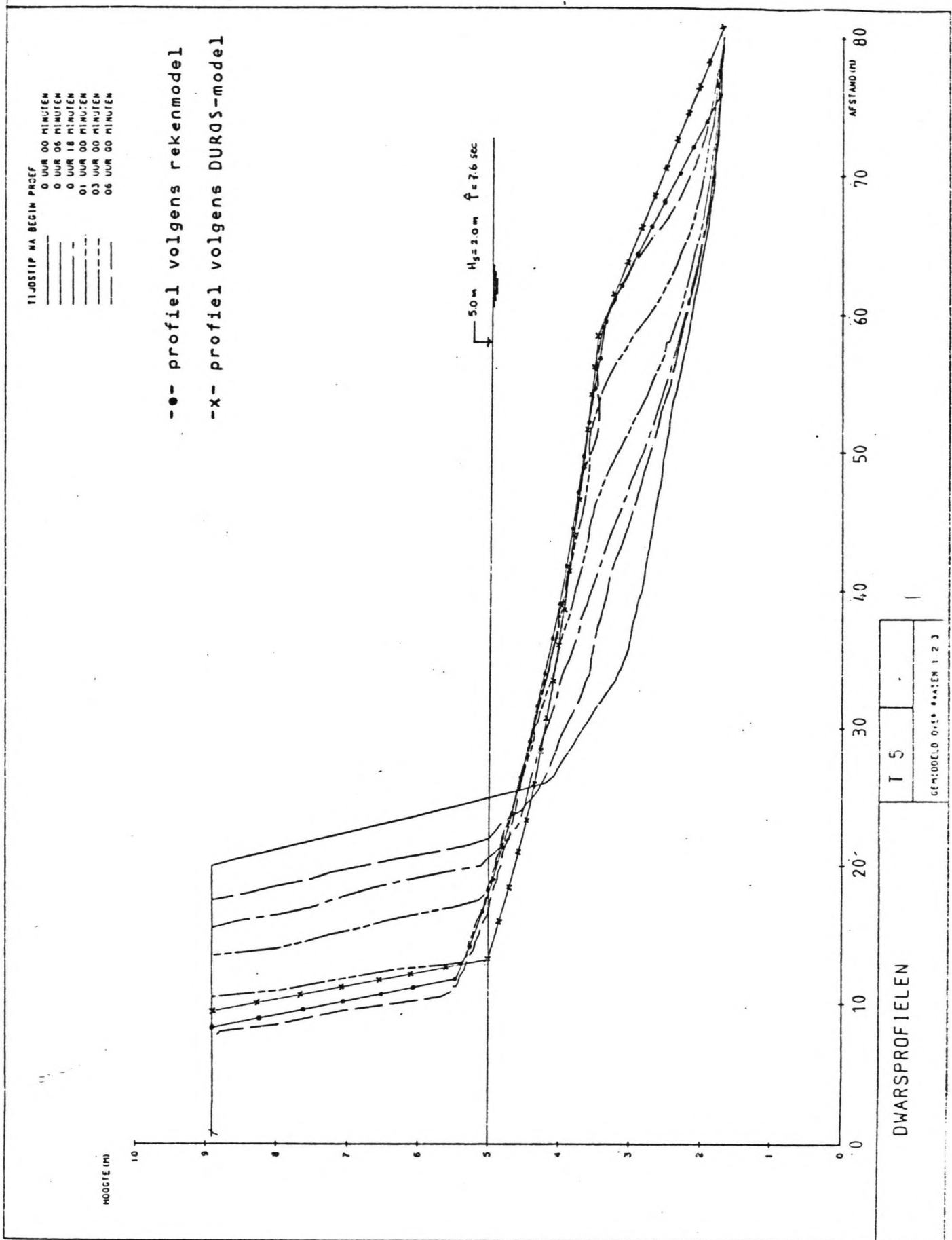
TIJDSSTIP NA BEGIN PROEF
0.0 UUR
0.1 UUR
0.3 UUR
1.0 UUR
3.0 UUR
6.0 UUR
10.0 UUR



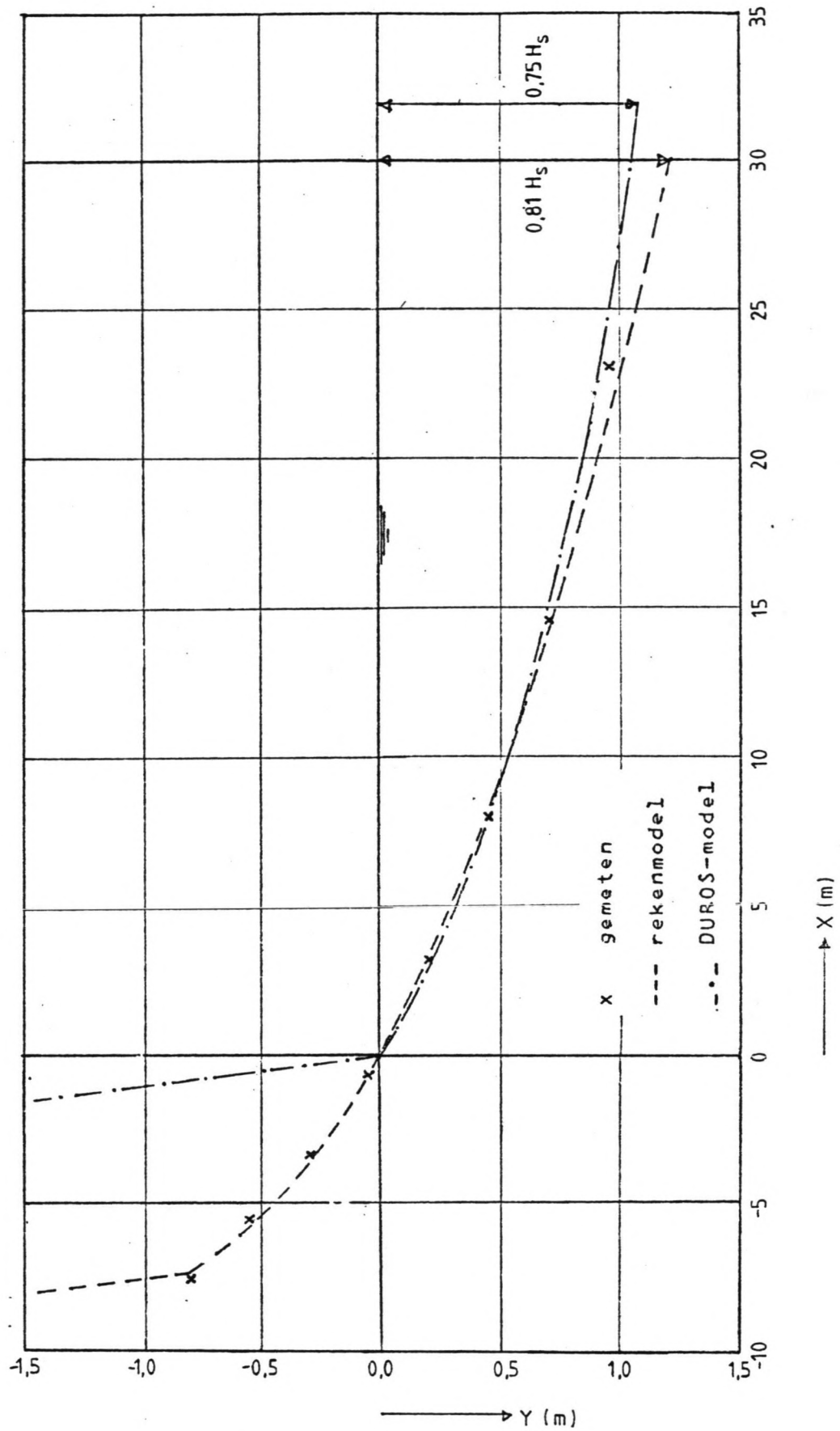
T 2
 GEMIDDELD OVER RAAIEN 1.2.3

DWARSPROFIELEN

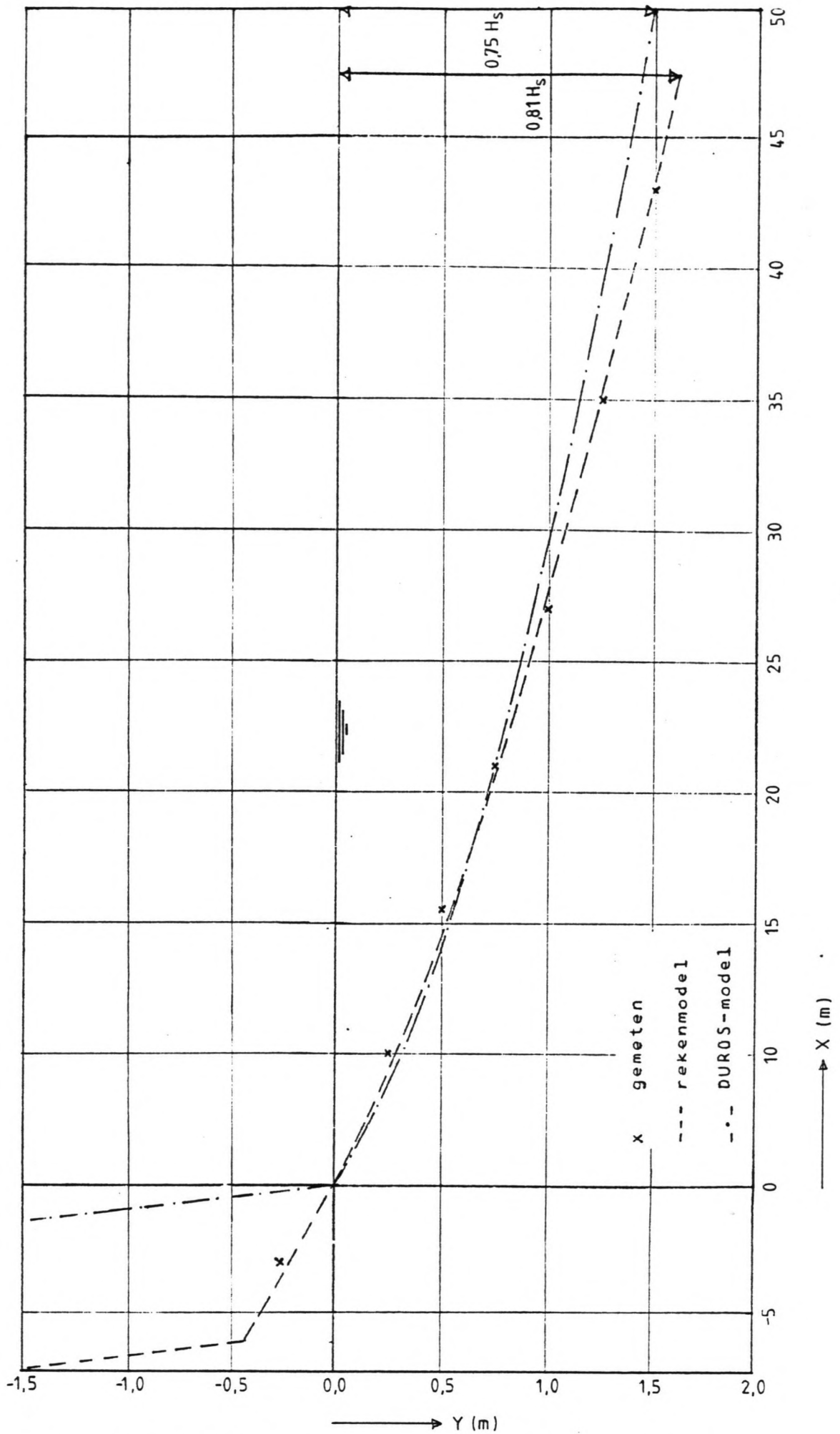
Figuur 18. Gemeten en berekende afslagprofiel, modelproef T2



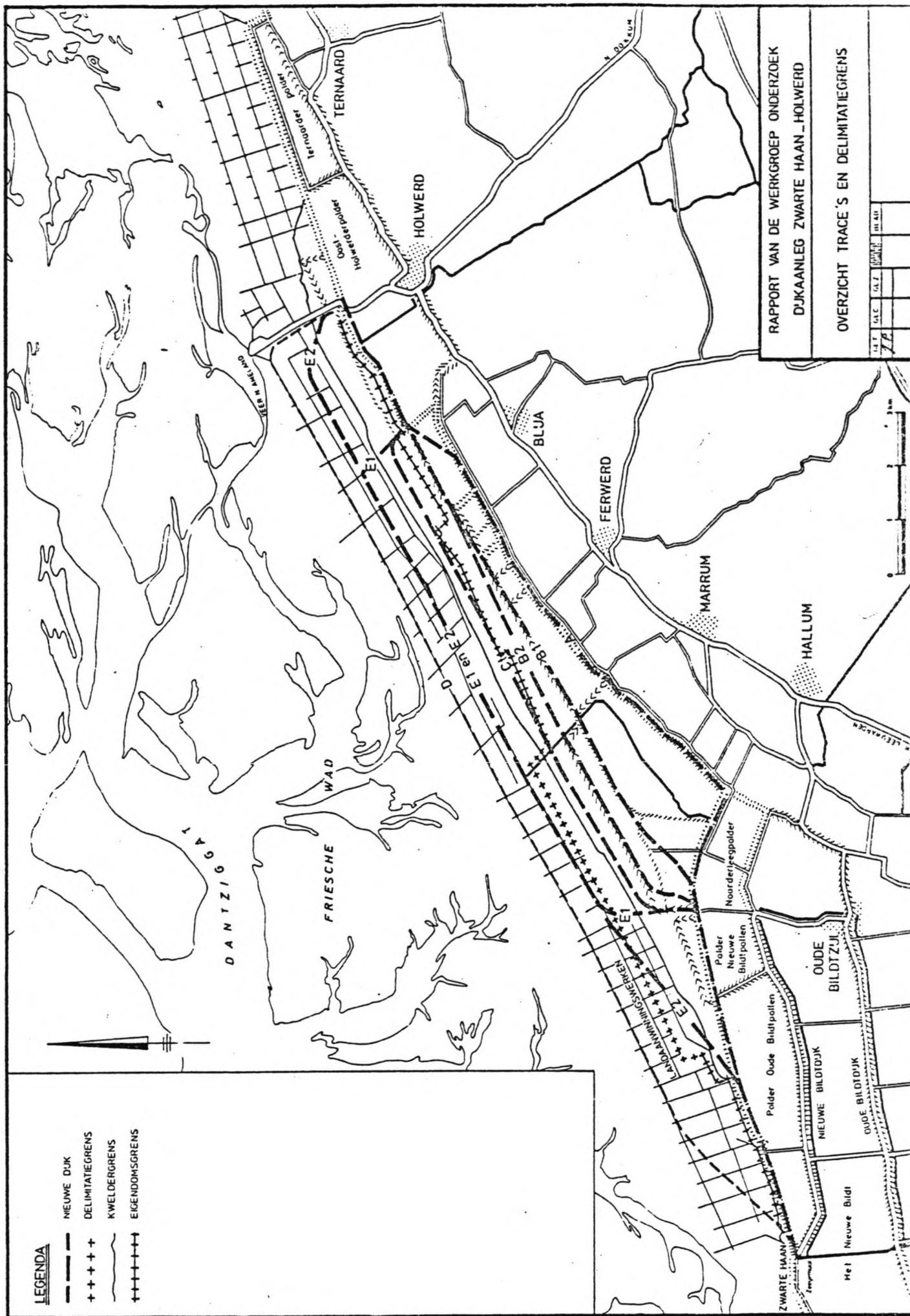
Figuur 19. Gemeten en berekende afslagprofiel, modelproef T5



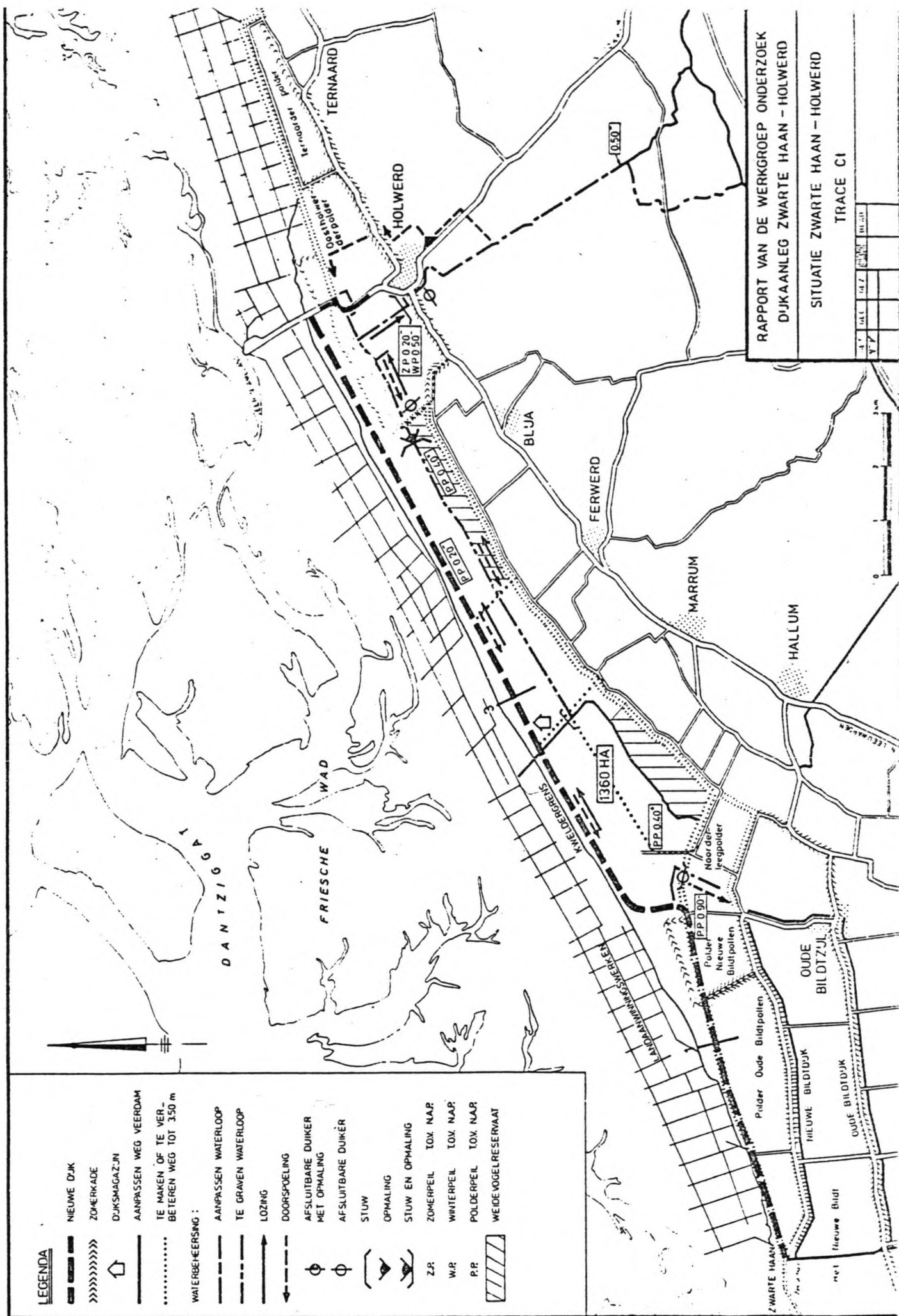
Figuur 20. Afslagprofiel volgens rekenmodel en DUROS, modelproef T2



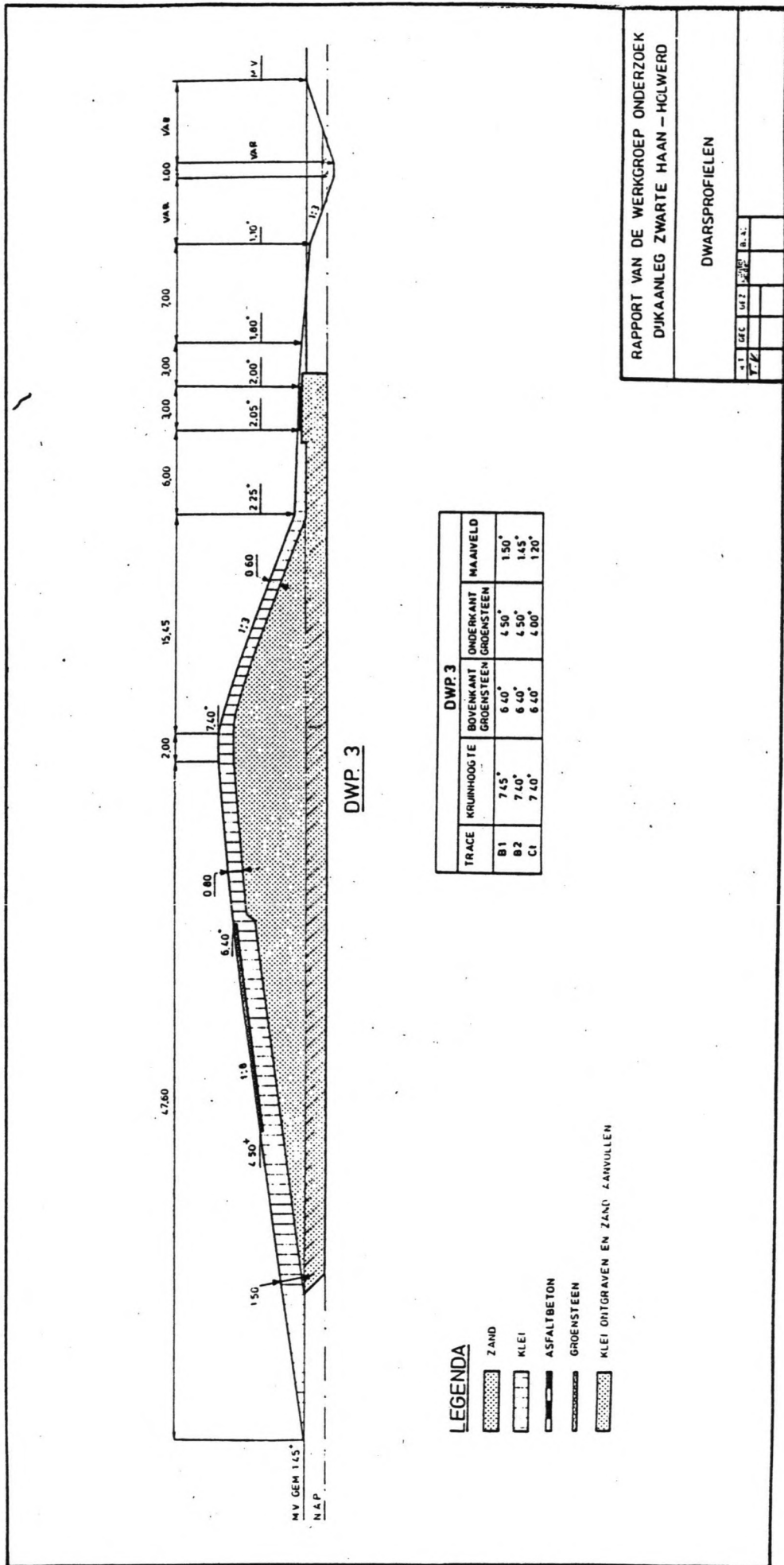
Figuur 21. Afslagprofiel volgens rekenmodel en DUROS, modelproef T5



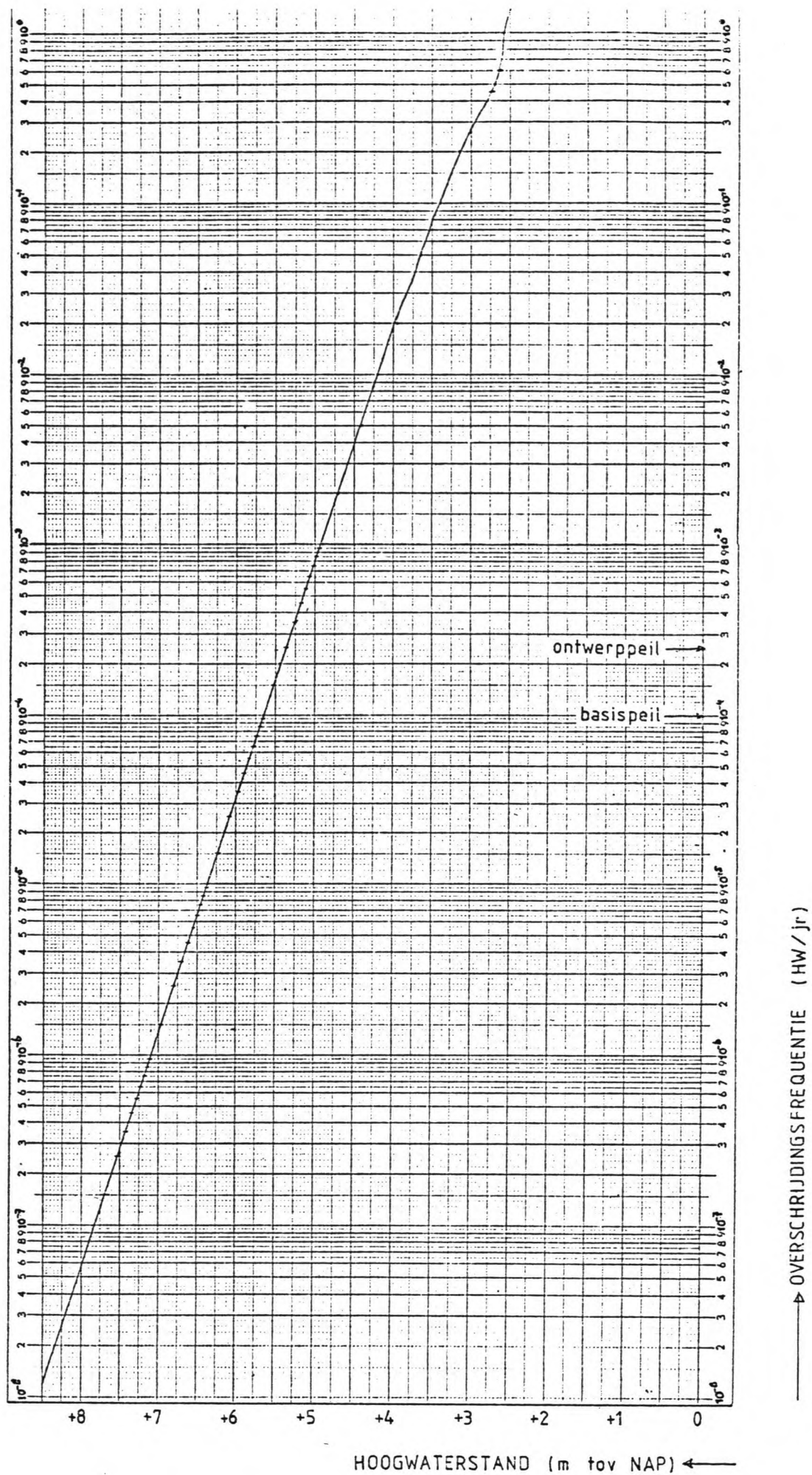
Figuur 22. Overzichtskarta trace's plannen A, B1, B2, Ct, E1 en E2



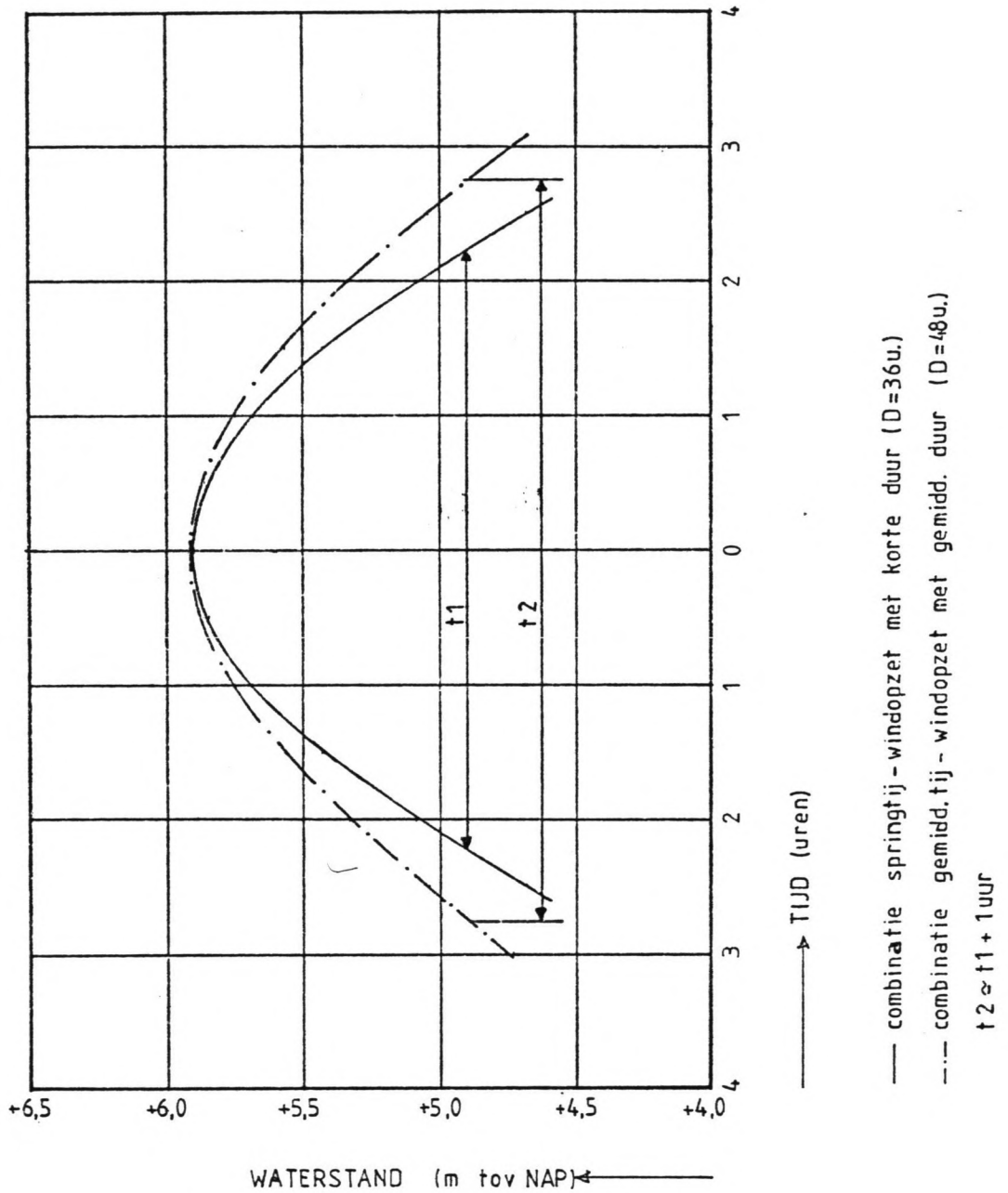
Figuur 23. Overzichtskaart trace plan Ct



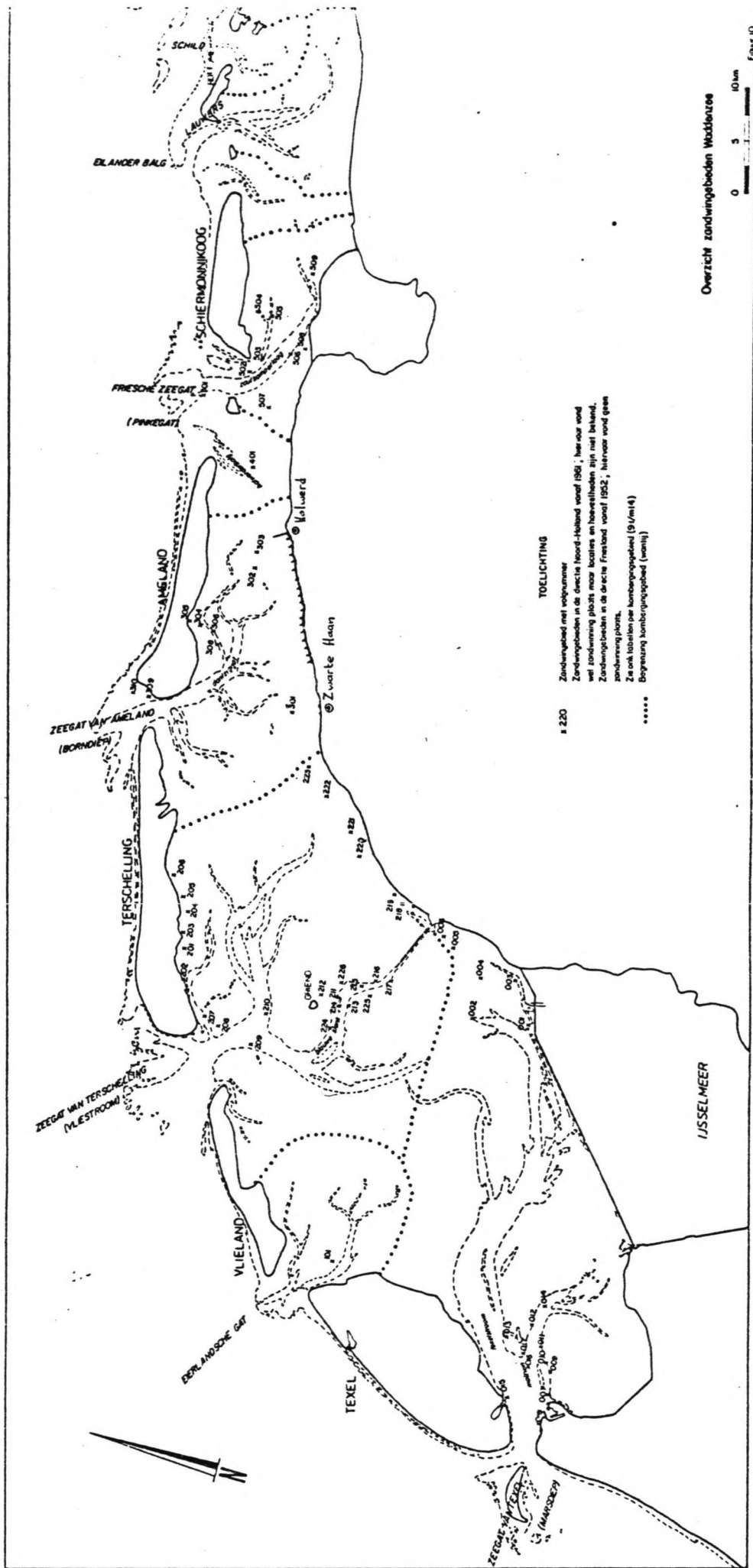
Figuur 24. Dwarsprofiel groene dijk plan Ct



Figuur 30. Overschrijdingslijn van de hoogwaterstanden te Nieuw-Bildt



Figuur 31. Spreiding in de duur, waarbinnen de maximale waterstand minus 1 meter tijdens stormvloed op de Waddenzee wordt bereikt of overschreden

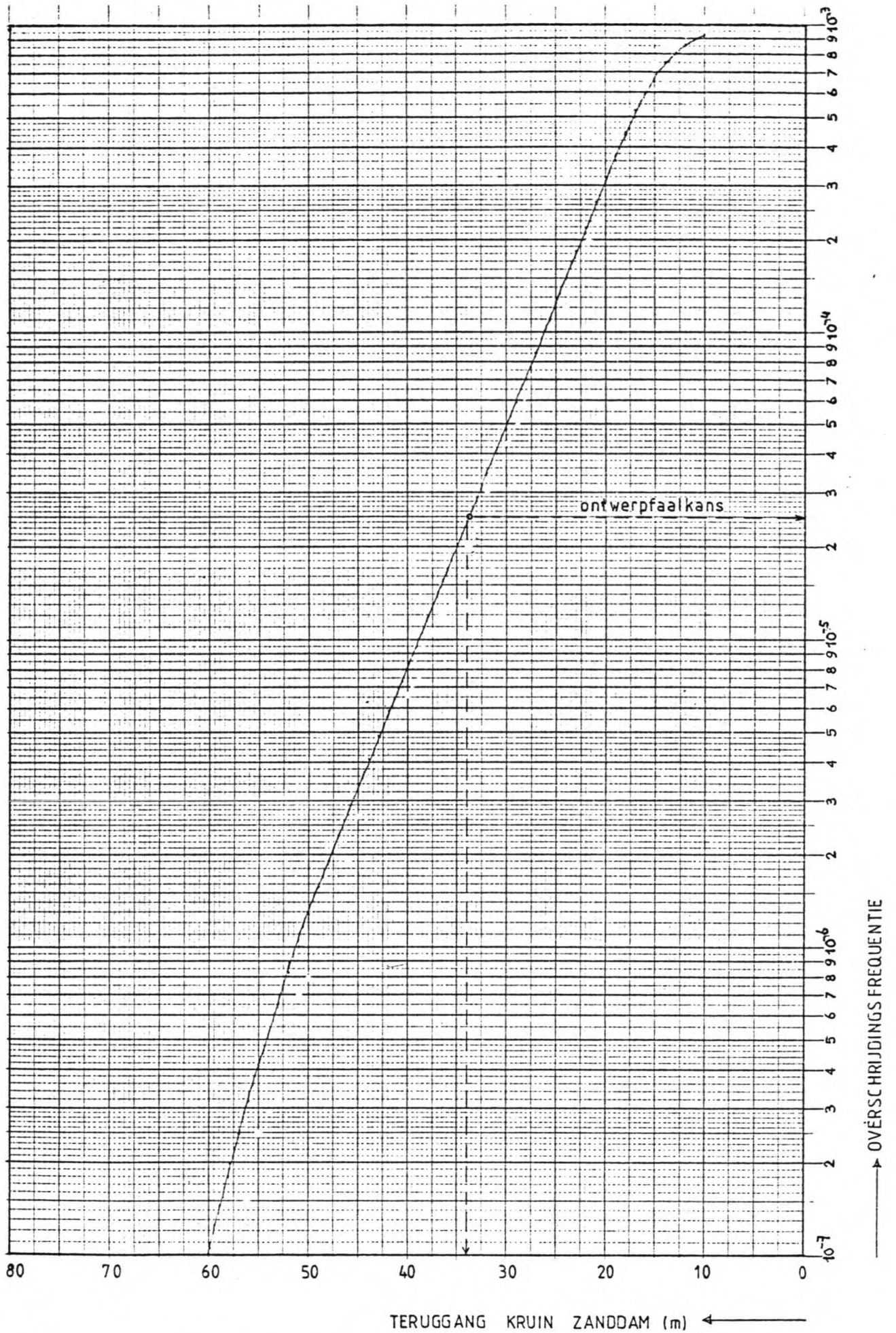


TOELICHTING

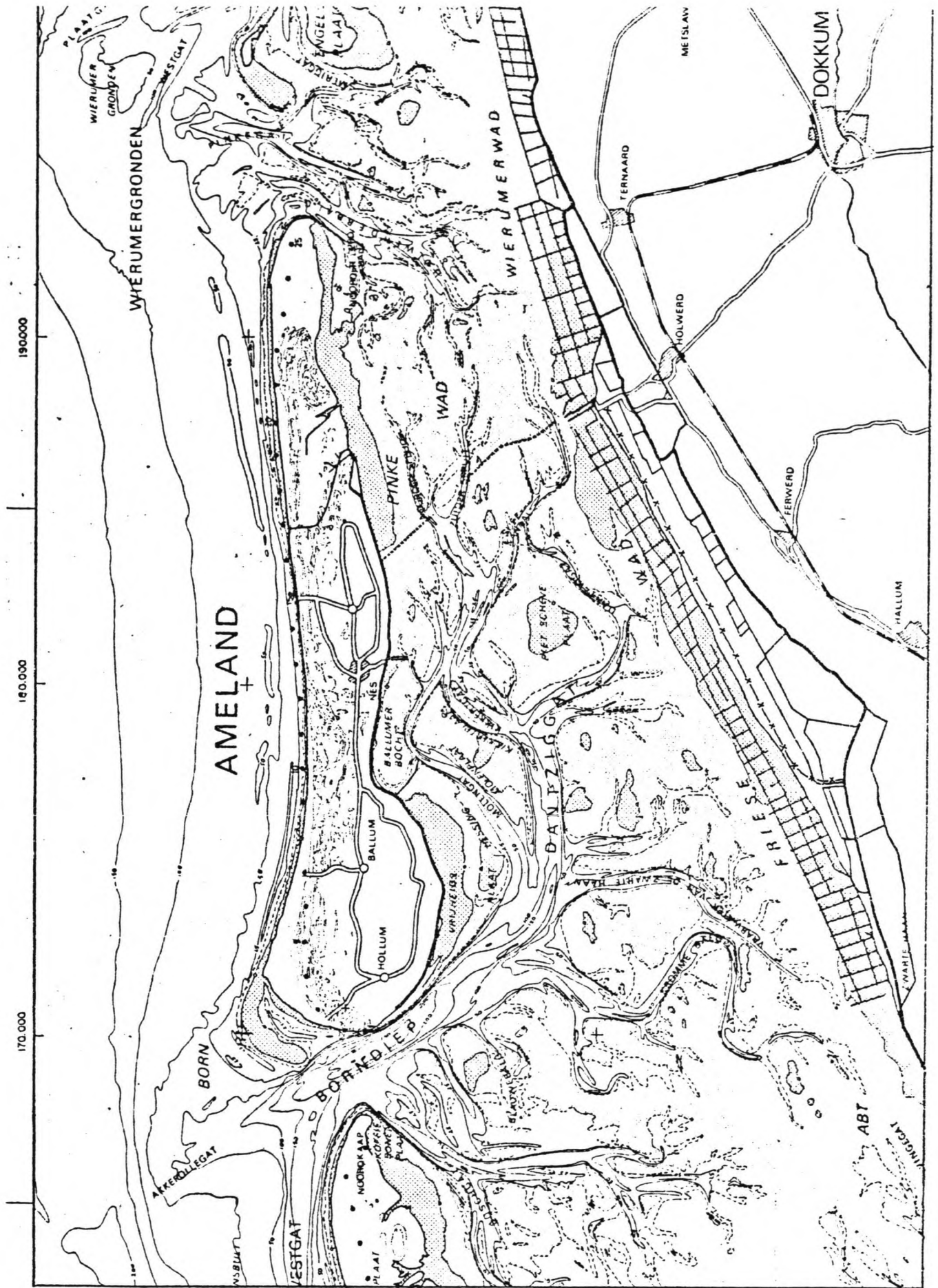
1 220 Zandwinplaats met volnummer
 Zandwinplaatsen in de district Noord-Holland vanaf 1981, hieronder worden
 met aanduiding plaats, maar locaties en hoeveelheden zijn niet bekend.
 Zandwinplaatsen in de districten Friesland vanaf 1992, hiervoor wordt geen
 aanduiding plaats.
 De omk. lijsten voor kustvergroening (50/10/14)
 Begrenzing kustvergroening (wenti)

Overzicht zandwinplaatsen Waddenzee

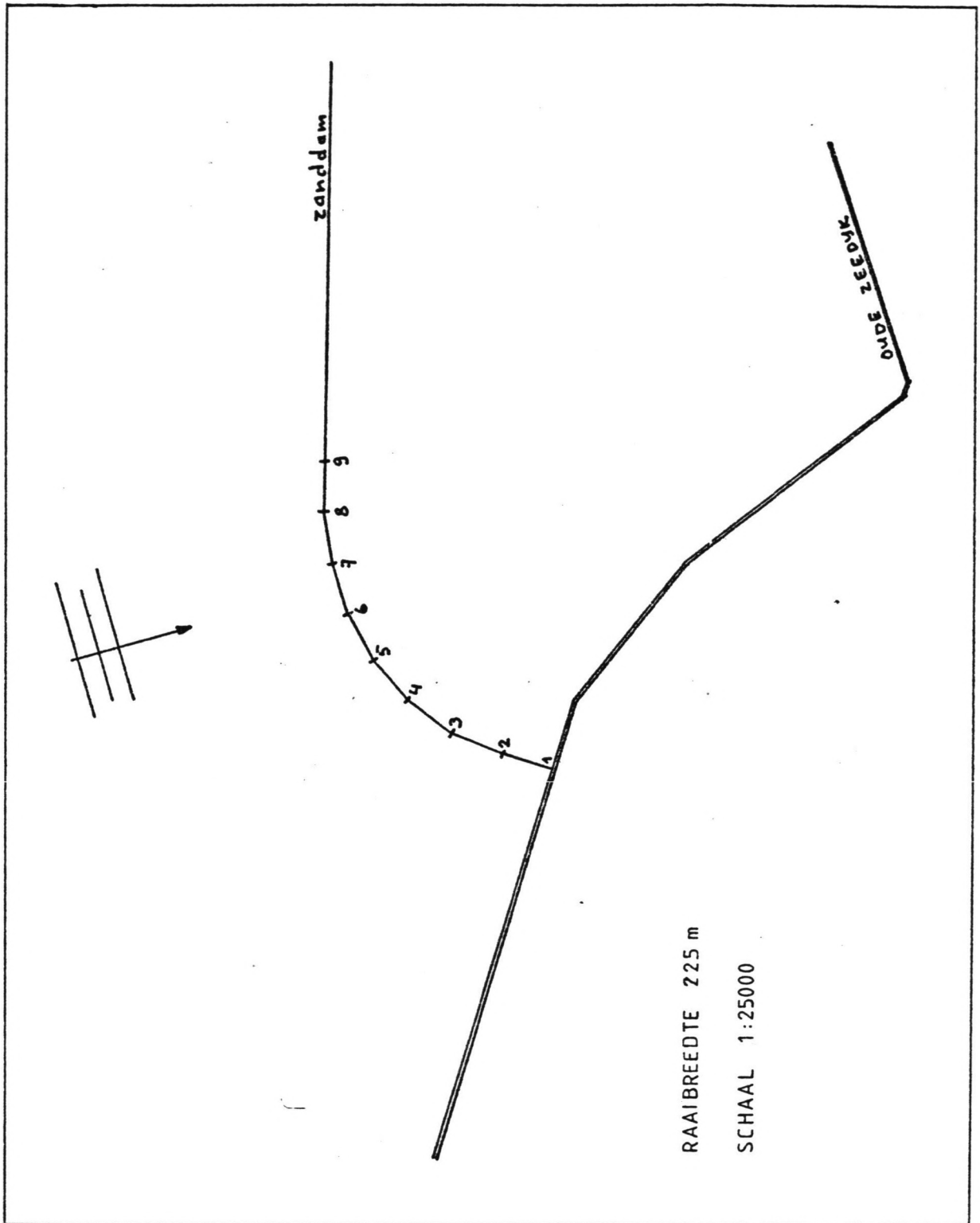
Figuur 32. Overzicht zandwinplaatsen op de Waddenzee



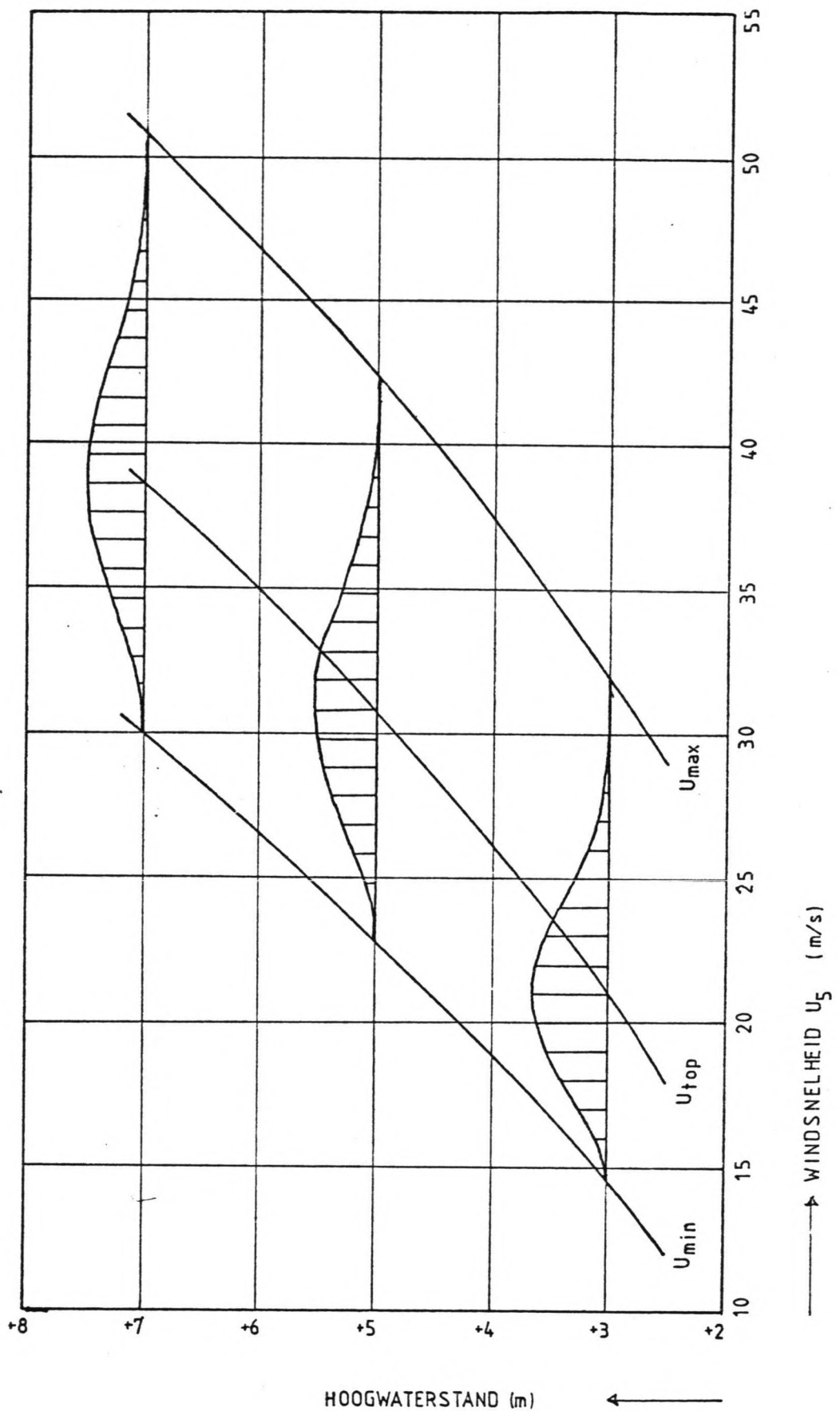
Figuur 33. Overschrijdingslijn van de teruggang van de kruin van de zanddam



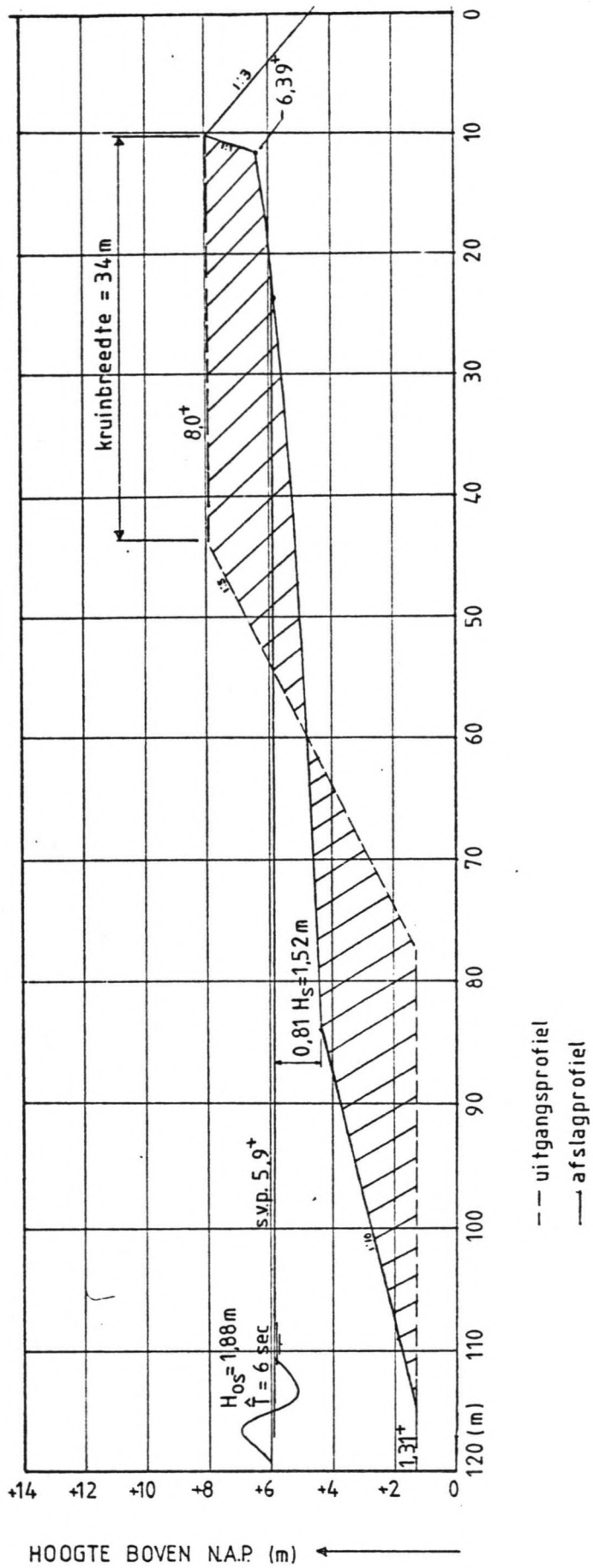
Figuur 34. Overzichtsk kaart Friese Wad met geplande damtrace



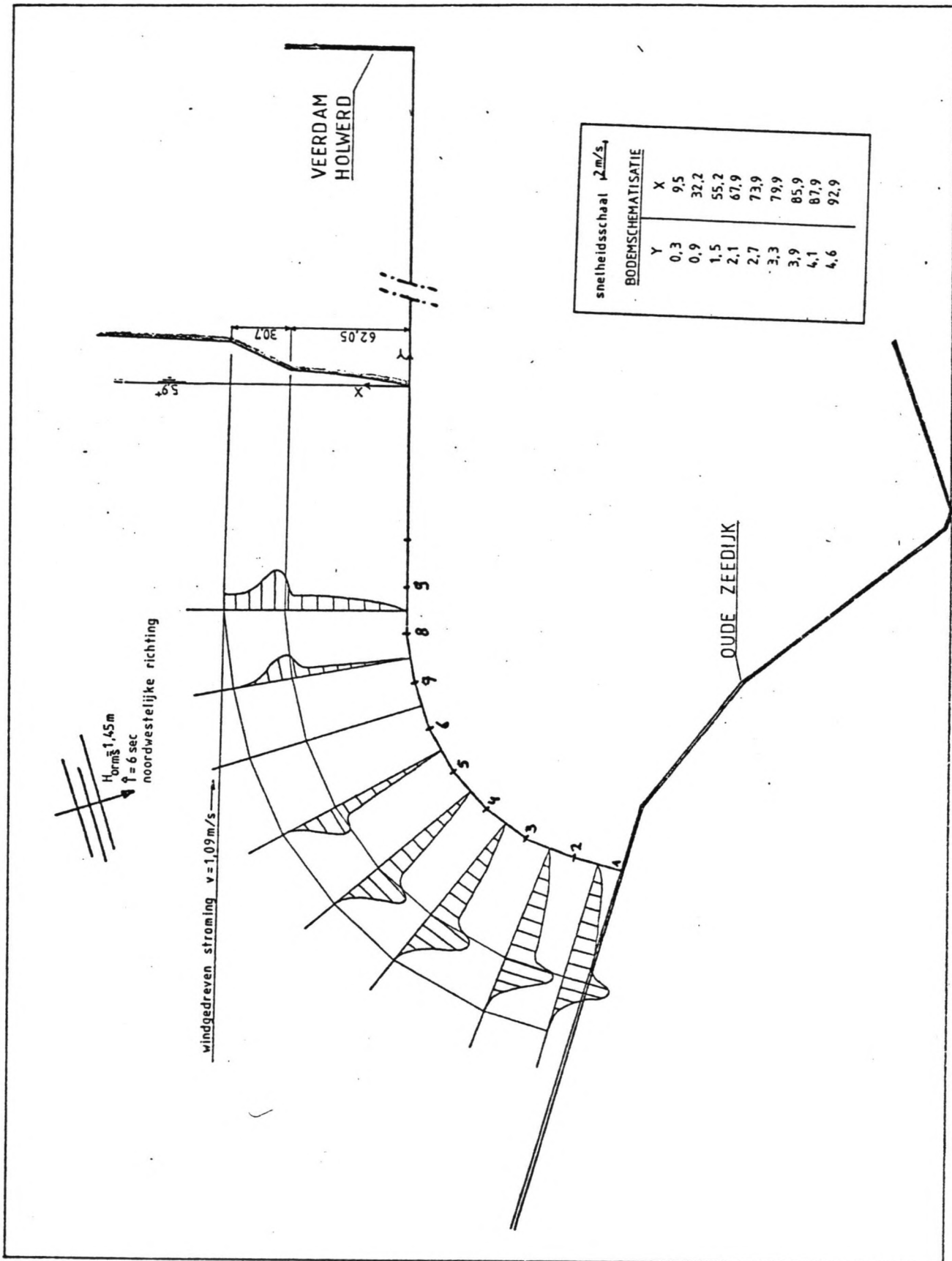
Figuur 35. Schematisatie damtrace



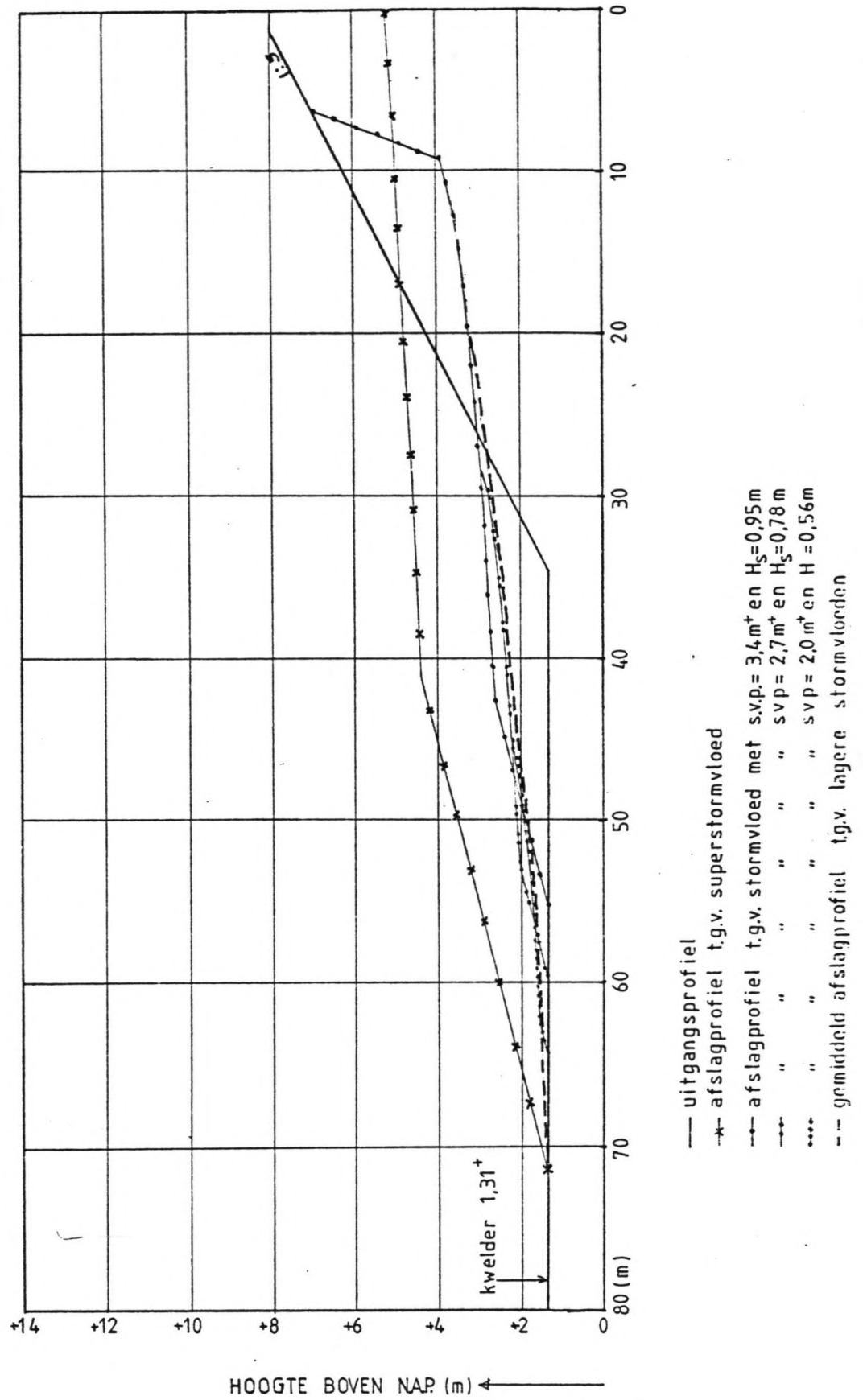
Figuur 36. Hoogwaterstand op het Friese Wad als functie van de uurgemiddelde windsnelheid, die gedurende 5 uur wordt bereikt of overschreden



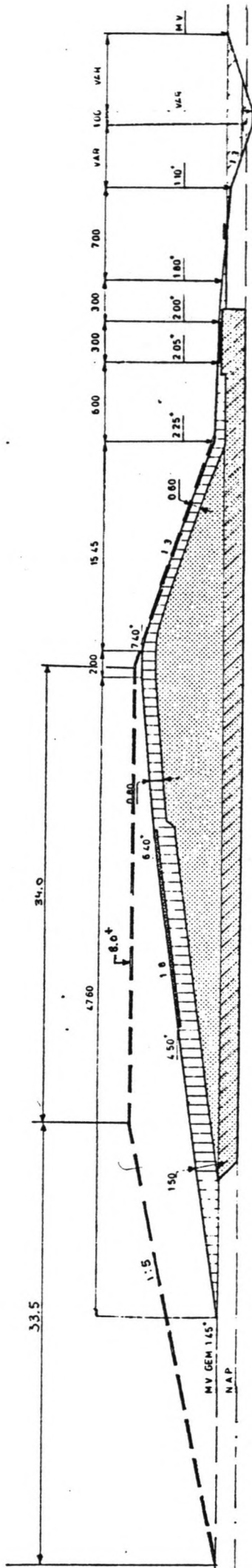
Figuur 37. Afslagprofiel van de zanddam onder superstormcondities



Figuur 38. Verdeling van de langsstroom over de actieve zone tijdens superstormvloed



Figuur 39. Afslagprofiel ten gevolge van lagere stormvloeden



DWP. 3

LEGENDA

- ZAND
- KLEI
- ASFALTBETON
- GROENSTEEN
- KLEI ONTGRAVEN EN ZAND AANVULLEN

TRACE	DWP. 3			
	KRUIJHOOGTE	BOVENKANT GROENSTEEN	ONDERKANT GROENSTEEN	MAAIVELD
B1	7.45'	6.40'	4.50'	150"
B2	7.40'	6.40'	4.50'	145"
C1	7.40'	6.40'	4.00'	120"

ZANDDAM

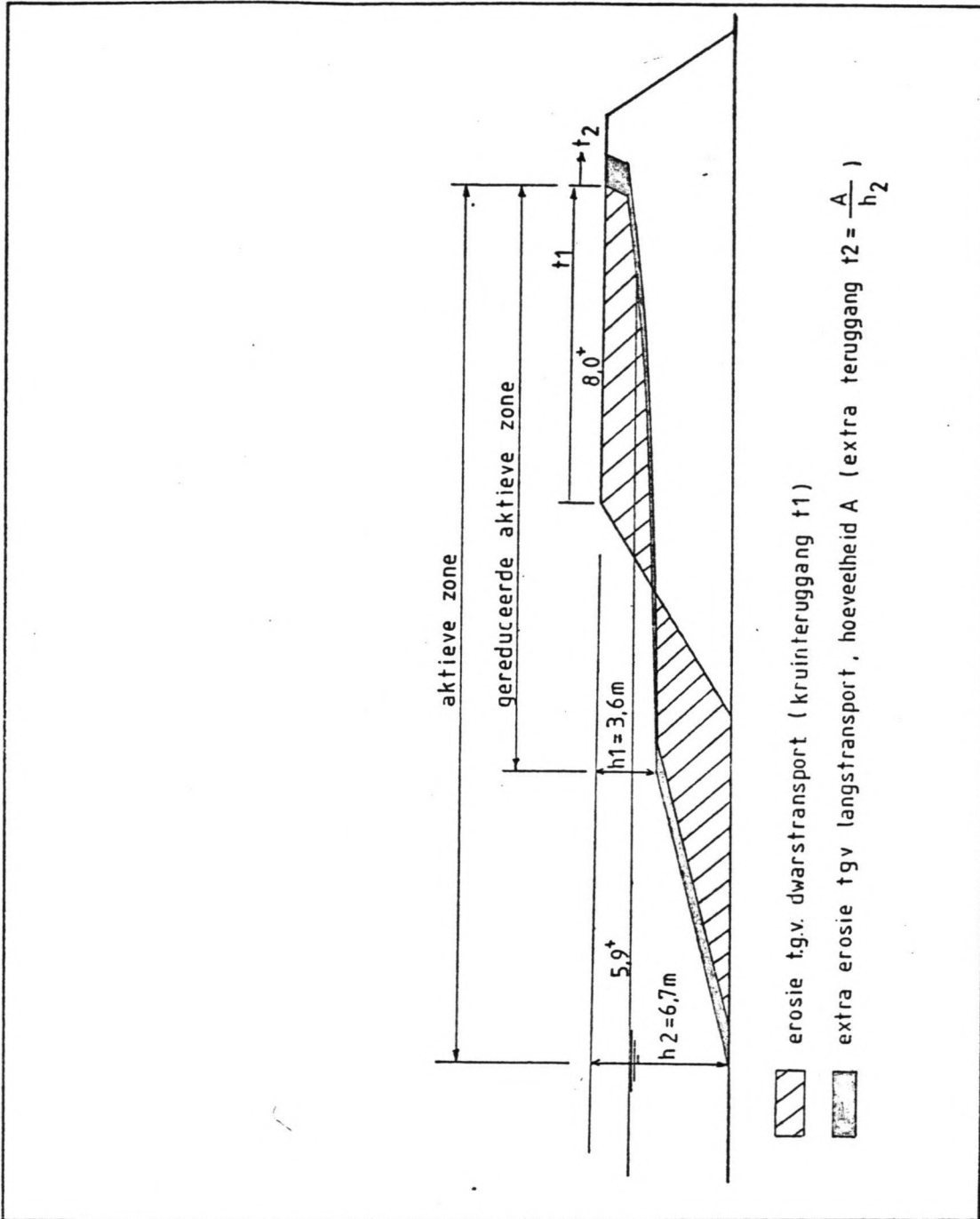
- KLEI ONTGRAVEN EN ZAND AANVULLEN

RAPPORT VAN DE WERKGROEP ONDERZUI
DIJKAANLEG ZWARTE HAAN - HCLWERI

DWARSPROFIELEN

NO.	DEL.	1:1	1:2	1:4	1:8	1:16	1:32	1:64	1:128
1									

Figuur 40. Dwarsprofielen groene dijk en zanddam t.p.v. het rechte trace



Figuur 41. Afslagprofiel tijdens superstormvloed t.g.v. dwars- en langtransport.

